



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL
RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO
Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN”**

Tesis para optar el título profesional de:
INGENIERO CIVIL

Autor:

Bach. Eder García Rengifo

Bach. Oscar Luis Verde Philipps

Asesor:

Ing. Jorge Isaacs Rioja Díaz

Tarapoto-Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



"DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN"

Tesis para optar el título profesional de:

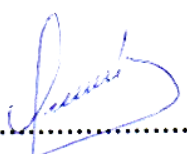
INGENIERO CIVIL

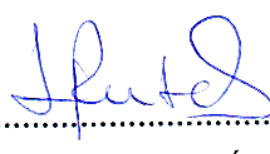
Autor:


Bach. Eder García Rengifo

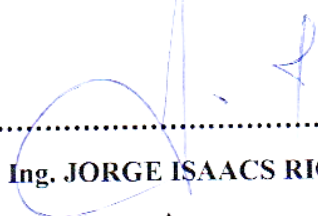
Bach. Oscar Luis Verde Philipps

Sustentado y aprobado ante el honorable jurado el día 28 de Mayo del 2018


.....
Ing. M.Sc. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA
Presidente


.....
Ing. IVAN GUSTAVO REÁTEGUI ACEDO
Secretario


.....
Ing. CARLOS SEGUNDO HUAMÁN TORREJÓN
Miembro


.....
Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ
Asesor

Declaratoria de Autenticidad

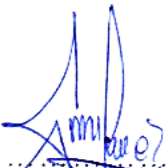
Eder García Rengifo con DNI 70078052 y Oscar Luis Verde Philipps con DNI N° 01148162, egresados de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura; en la Escuela profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada **“DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN”**

Declaramos bajo juramento que:

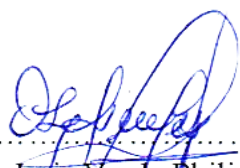
1. La tesis presentada es de nuestra autoría.
2. Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestra acción se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, Junio del 2018


.....
Eder García Rengifo
DNI 70078052




.....
Oscar Luis Verde Philipps
DNI N° 01148162

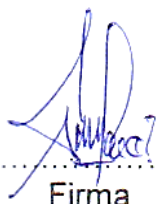


DECLARACIÓN JURADA

Yo, Eder García Rengifo
identificado(a) con DNI N° 70078052, domicilio legal
Cj. Sucre #484 - P. COTA, a efecto de cumplir con las
Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San
Martín - Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos,
datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos
y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad,
ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada,
por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la
Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

Tarapoto, 11 de Junio del 2018



Firma



Huella Digital

DECLARACIÓN JURADA

Yo, Oscar Luis Verde Philipps
identificado(a) con DNI N° 01148162, domicilio legal
Jr. Sinchi Roca 689, a efecto de cumplir con las
Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San
Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos,
datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos
y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad,
ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada,
por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la
Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

Tarapoto, 11 de Junio del 2018


Firma



Huella Digital

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	García Rengifo Eder		
Código de alumno :	113114	Teléfono:	965728212
Correo electrónico :	egr891@gmail.com	DNI:	70078052

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	"Diseño del Mejoramiento del Sistema de Agua Potable en las localidades de Huimba la Muynna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, Distrito de Zapatero y Cuñumbique, Provincia de Tarma, Región San Martín."
Año de publicación:	

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI **“Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”.**

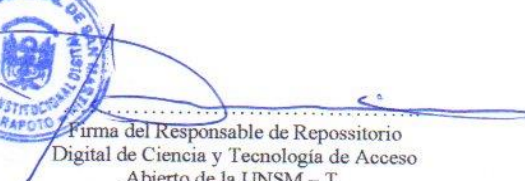

Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento:

11 / 06 / 2018




Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM - T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	VERDE PHILIPPS OSCAR LUIS		
Código de alumno :	95-154	Teléfono:	974870340
Correo electrónico :	oscarverphi77@outlook.com	DNI:	01148162

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	INGENIERÍA CIVIL y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de:	INGENIERÍA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Titulo:	DISEÑO DEL METORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBALA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN.
Año de publicación:	

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "**Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA**".



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento:

11 / 06 / 2018




Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM - T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, por haberme guiado, protegido, por darme la fuerza de voluntad ante las adversidades, la confianza, la determinación para seguir adelante y haber alcanzado uno de mis mayores propósitos en la vida.

A mis padres con amor y cariño por el esfuerzo y sacrificio que hicieron para darme todo lo que necesite en esta etapa de mi vida, lo que soy los debo a ustedes y este logro es también suyo.

A mis hermanos por la ayuda que me han brindado, ha sido sumamente importante, estuvieron a mi lado inclusive en los momentos y situaciones más tormentosas, por creer siempre en mí y brindarme su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional De San Martín – Tarapoto por haberme albergado en su alma mater durante mi formación profesional.

INDICE

DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO	VII
INDICE.....	VIII
ABSTRACT	XVII
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. EXPLORACIÓN PRELIMINAR ORIENTADO A LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.3. ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO.....	2
1.3.1. Ubicación geográfica donde se desarrollará el proyecto.	2
1.3.2. Aspectos generales de la zona del proyecto	3
1.3.2.1 Altitud.....	3
1.3.2.2. Clima, topografía y sismología	4
1.3.2.2.1. Clima	4
1.3.2.2.2. Topografía	4
1.3.2.2.3. Sismología	4
1.3.2.3. Demografía y área beneficiada.....	4
CAPÍTULO II.....	10
MARCO TEÓRICO	10
2.1. ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	10
Antecedentes del problema.....	10
Planteamiento del problema	10
Delimitación del problema	11
Formulación del problema.....	11
2.2. OBJETIVOS: GENERALES Y ESPECÍFICOS	11
Objetivo general	11
Objetivos específicos.....	11
2.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
2.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
2.5. MARCO TEÓRICO.....	12
Antecedentes de la investigación.....	12

Marco teórico o fundamentación teórica de la investigación requisitos de calidad del agua para el consumo humano	13
Agua apta para el consumo humano.....	13
Características del agua	13
Características físicas del agua	13
ESTA CARACTERÍSTICA DEL AGUA SE ATRIBUYE COMÚNMENTE A LA PRESENCIA DE TANINOS, LIGNINA, ÁCIDOS HÚMICOS, ÁCIDOS GRASOS, ÁCIDOS FÚLVICOS, ETCÉTERA.	14
OLOR Y SABOR: EL SABOR Y EL OLOR ESTÁN ESTRECHAMENTE RELACIONADOS; POR ESO ES COMÚN DECIR QUE “A LO QUE HUELE, SABE EL AGUA”.....	14
ESTAS CARACTERÍSTICAS CONSTITUYEN EL MOTIVO PRINCIPAL DE RECHAZO POR PARTE DEL CONSUMIDOR.	14
TEMPERATURA: ES UNO DE LOS PARÁMETROS FÍSICOS MÁS IMPORTANTES EN EL AGUA, PUES POR LO GENERAL INFLUYE EN EL RETARDO O ACELERACIÓN DE LA ACTIVIDAD BIOLÓGICA, LA ABSORCIÓN DE OXÍGENO, LA PRECIPITACIÓN DE COMPUESTOS, LA FORMACIÓN DE DEPÓSITOS, LA DESINFECCIÓN Y LOS PROCESOS DE MEZCLA, SEDIMENTACIÓN Y FILTRACIÓN (BARRENECHEA, A; 2004).	14
Características químicas del agua.....	14
Características microbiológicas del agua	15
Parámetros de diseño	15
Periodo de diseño.....	15
Población de diseño	16
Dotación de agua	17
Variación de consumo	19
Consumo promedio diario anual (QM)	19
Consumo máximo diario (Qmd).....	20
Consumo máximo horario (Qmh).....	20
Componentes del sistema de agua potable	21
Captación.....	21
Aguas superficiales.....	21
Aguas subterráneas	22
Listado de control para el diseño.....	23

Cuadro 01: Listado de control para el diseño del tipo captación.....	23
PLANTA DE TRATAMIENTO	24
Sedimentador.....	24
PRE FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL	27
FILTRO LENTO	29
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	32
DESCRIPCIÓN	32
CAUDALES DE DISEÑO	33
PRESIÓN NEGATIVA.....	33
CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS A PRESIÓN	34
LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO (CHECK – LIST)	48
RESERVORIO	48
RECOMENDACIONES DE DISEÑO	48
LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO (CHECK – LIST)	51
LÍNEA DE ADUCCIÓN.....	51
DESCRIPCIÓN GENERAL	51
DISTRIBUCIÓN DE REDES	51
CONSIDERACIONES GENERALES.....	52
PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	53
COMPONENTES DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	57
CONEXIONES DOMICILIARIAS	58
MEDIDORES DE AGUA POTABLE	58
PILETAS PÚBLICAS	59
FORMAS DE DISTRIBUCIÓN	60
MARCO CONCEPTUAL: TERMINOLOGÍA BÁSICA.....	62
SISTEMA	62
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	62
AGUA POTABLE.....	62
CALIDAD DE AGUA	62
PARÁMETROS ORGANOLÉPTICOS.....	62
CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL	62
CONSUMO MÁXIMO DIARIO	62
SEDIMENTACIÓN	63
FILTRACIÓN	63

MARCO HISTÓRICO	63
2.6. HIPÓTESIS A DEMOSTRAR.....	64
CAPÍTULO III	65
MATERIALES Y MÉTODOS.....	65
3.1. MATERIALES	65
3.1.1. RECURSOS HUMANOS.....	65
3.1.2. RECURSOS MATERIALES	65
3.1.3. RECURSOS DE EQUIPOS.....	65
3.1.4. OTROS RECURSOS.....	65
3.2. METODOLOGÍA	66
3.2.1. UNIVERSO, MUESTRA Y POBLACIÓN	66
3.2.2. SISTEMA DE VARIABLES.....	66
VARIABLES INDEPENDIENTES.....	66
VARIABLE DEPENDIENTE.....	66
3.2.3. DISEÑO EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN	66
3.2.4. DISEÑO DE INSTRUMENTOS.....	67
Fuentes Técnicas e Instrumentos de Selección de Datos.	67
Técnicas Estadísticas	67
3.2.5. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	67
CÁLCULO DE PARÁMETROS DE DISEÑO:	67
PERIODO DE DISEÑO:	67
POBLACIÓN DE DISEÑO:	68
Localidad Huimba la Muyuna	68
Localidad De Pucacaca del Río Mayo.....	70
Localidad Santa Ana del Río Mayo.....	71
DOTACIÓN Y CAUDAL DE DISEÑO.....	73
Localidad de Huimba la Muyuna	73
Localidad de Pucacaca del Río Mayo.....	74
Localidad de Santa Ana del Río Mayo	75
CÁLCULO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	76
CAPTACIÓN	76
Características del río	76
Características de tuberías de conducción	76
Altura de barraje	76

Diseño de la ventana de captación.....	76
Dimensionamiento de la ventana cuando trabaja como vertedero	77
Ancho del Barraje (L).....	78
Geometría del perfil del barraje.....	79
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	82
SEDIMENTADOR DE FLUJO HORIZONTAL.....	82
PRE FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL	87
FILTRO LENTO	92
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	97
CONSUMO MÁXIMO DIARIO	97
CONSUMO MÁXIMO HORARIO	98
DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	98
RESERVORIO	121
Localidad de Santa Ana del Río Mayo	122
Localidad de Huimba la Muyuna	122
Localidad de Pucacaca del Río Mayo.....	123
LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	124
LOCALIDAD DE HUIMBA LA MUYUNA	124
LOCALIDAD DE PUCACACA DEL RÍO MAYO	129
3.2.6. OTROS	134
CÁLCULO DE DESINFECCIÓN CON HIPOCLORITO DE CALCIO	134
RESERVORIO SANTA ANA DEL RÍO MAYO	134
RESERVORIO HUIMBA LA MUYUNA.....	135
IV. RESULTADOS	137
4.1. PLANTA DE TRATAMIENTO	137
4.1.1. SEDIMENTADOR DE FLUJO HORIZONTAL.....	137
4.1.2. PRE FILTRO DE FLUJO HORIZONTAL.....	137
4.1.3. FILTRO LENTO	138
4.2. RESERVORIO	138
4.2.1. RESERVORIO DE SANTA ANA DEL RÍO MAYO	138
4.2.2. RESERVORIO DE LA LOCALIDAD HUIMBA LA MUYUNA.....	139
4.3. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	139
4.3.1. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE LOCALIDAD DE HUIMBA LA MUYUNA	139

4.3.2. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE LOCALIDAD DE PUCACACA DEL RÍO MAYO.....	141
V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	143
5.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO DEL AGUA (CRUDA).....	143
5.2. PARÁMETROS DE DISEÑO	143
5.3. COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	143
5.3.1. CAPTACIÓN.....	143
5.3.2. PLANTA DE TRATAMIENTO	144
5.3.3. LÍNEA DE CONDUCCIÓN	144
5.3.4. RESERVORIO APOYADO.....	144
5.4. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.....	145
CONCLUSIONES.....	146
CONCLUSIONES DEL SISTEMA.....	146
CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS.....	148
RECOMENDACIONES	148
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150
ANEXOS	152

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 01: LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS DE CALIDAD ORGANOLÉPTICA.....	14
TABLA 02: LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS.	15
TABLA 03: PARÁMETROS DE DOTACIÓN DE AGUA SEGÚN GUÍA DE SANEAMIENTO BÁSICO.....	18
TABLA 04: PARÁMETROS DE DOTACIÓN DE AGUA SEGÚN LA OMS	18
TABLA 05: DOTACIÓN DE AGUA FONDO PERÚ ALEMANIA.....	18
TABLA 06: GRANULOMETRÍA DEL LECHO FILTRANTE	30
TABLA 07: VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES EN TUBERÍAS	36
TABLA 08: VALORES DEL COEFICIENTE K DE COLEBROOK	38
TABLA 09: COEFICIENTE K_0	39
TABLA 10: COEFICIENTE K_1	39
TABLA 11: COEFICIENTE B DE FLAMANT.....	40
TABLA 12: VALORES DEL COEFICIENTE C_{HW} DE HAZEN - WILLIAMS	41
TABLA 13: PÉRDIDAS LOCALIZADAS EN LONGITUDES EQUIVALENTE (EN METROS DE TUBERÍA RECTA).....	42
TABLA 14: RESISTENCIA A PRESIÓN DE TUBOS	43
TABLA 15: DEFLEXIÓN MÁXIMA EN TUBERÍAS	44
TABLA 16: DOTACIÓN DE AGUA POTABLE EN ZONAS RURALES	73

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 01: SEDIMENTADOR (PLANTA Y CORTE LONGITUDINAL)	24
FIGURA 02: UBICACIÓN DE LA PANTALLA DIFUSORA	26
FIGURA 03: PARED DIFUSORA DEL SEDIMENTADOR	26
FIGURA 04 : PREFILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL	28
FIGURA 05: CORTE LONGITUDINAL DE UN FILTRO LENTO DE ARENA.....	30
FIGURA 06: ESTRUCTURA DE SALIDA DEL FILTRO LENTO	31
FIGURA 07: PERFIL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	33
FIGURA 08: PERFIL DE PRESIÓN NEGATIVA	33
FIGURA 09: DEFLEXIÓN EN UNA TUBERÍA	43
FIGURA 10: PUENTE COLGANTE CRUZANDO UN RIO O QUEBRADA	45
FIGURA 11: SIFÓN INVERTIDO CRUZANDO UNA QUEBRADA.....	45
FIGURA 12: CÁMARA ROMPE-PRESIÓN	47
FIGURA 13: TIPOS DE RESERVORIO: APOYADO Y ELEVADO	49
FIGURA 14: TIPOS DE REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	53
FIGURA 15: SISTEMA ABIERTO O RAMIFICADO.....	54
FIGURA 16: CONEXIONES DOMICILIARIAS TIPO	58
FIGURA 17: MICROMEDIDOR DOMICILIARIO	59
FIGURA 18: PILETA PÚBLICA	60
FIGURA 19: DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD.....	61
FIGURA 20: DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO	61

RESUMEN

El presente proyecto de tesis denominado **“DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN”**, se desarrolló en la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Surgió ante la necesidad de la población en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, de solucionar los múltiples problemas originadas por la deficiente calidad de los servicios básicos de agua, que generan la propagación de muchas enfermedades infectocontagiosas, por lo que el presente proyecto de investigación apunta a solucionar estos problemas empezando con un diagnóstico de la realidad de las localidades en cuanto a la calidad y escases de agua consumida por estas, de tal manera que sea apta para el consumo humano, lográndose todo esto con un diseño hidráulico de un sistema de agua potable con tratamiento según los resultados obtenidos en el análisis físico químico y bacteriológico del agua cruda (captación proyectada). Para el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable se realizaron cálculos de hidráulica, complementando con el conocimiento obtenido en las aulas de clase en lo referido al estudio topográfico, mecánica de fluidos, estableciéndose como parámetro fijo el número de habitantes a los cuales se les prestará el servicio, determinándose el caudal aproximado que requieren las localidades, y así, poder satisfacer las necesidades domésticas de esas poblaciones. Y, por último, simular el sistema con el programa waterCad para poder verificar el funcionamiento del mismo y obtener unos resultados más satisfactorios. Se desarrolló el diseño hidráulico del sistema de agua potable proponiendo las siguientes componentes para el abastecimiento de agua: captación, planta de tratamiento (sedimentador, prefiltro, filtro lento), línea de conducción, reservorio, línea de aducción, redes de distribución, conexiones domiciliarias, de esta manera contribuyo al desarrollo económico y social de las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca de Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, incrementando el nivel de vida de la población de dichas localidades, además de conseguir que los conocimientos sean puestos en práctica y desarrollar el sentido profesional de la carrera de Ingeniería Civil.

Palabras claves: **Sistema, Agua, Tratamiento, Filtración, Calidad, Potable**

ABSTRACT

The present thesis project called **"DESIGN OF THE IMPROVEMENT OF THE DRINKING WATER SYSTEM IN THE LOCALITIES OF HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO AND SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRICTS OF ZAPATERO AND CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, SAN MARTIN REGION"**, was developed in the Faculty of Civil Engineering and Architecture of the National University of San Martin - Tarapoto.

It arose in response to the need of the population in the towns of Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo and Santa Ana del Río Mayo, to solve the multiple problems caused by the deficient quality of basic water services, which generate the spread of many infectious and contagious diseases. , so that this research project aims to solve these problems starting with a diagnosis of the reality of the localities in terms of quality and lack of water consumed by these, so that it is suitable for human consumption, achieving everything this with a hydraulic design of a drinking water system with treatment according to the results obtained in the physical and chemical bacteriological analysis of the raw water (projected catchment). Hydraulic calculations were carried out for the hydraulic design of the potable water supply system, complementing the knowledge obtained in classrooms regarding the topographic study, fluid mechanics, establishing as a fixed parameter the number of inhabitants to which they will provide the service, determining the approximate flow required by the localities, and thus, be able to satisfy the domestic needs of these populations. And, finally, simulate the system with the program water Cad in order to verify the operation of it and obtain more satisfactory results.

The hydraulic design of the drinking water system was developed proposing the following components for the water supply: catchment, treatment plant (sedimentation, pre-filter, slow filter), pipeline, reservoir, adduction line, distribution networks, household connections , in this way I contribute to the economic and social development of the towns of Huimba la Muyuna, Pucacaca of Río Mayo and Santa Ana del Río Mayo, increasing the standard of living of the population of these localities, as well as ensuring that knowledge is put into practice and develop the professional sense of civil engineering career.

Keywords: System, Water, Treatment, Filtration, Quality, Drinking



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

La disponibilidad de los recursos hídricos para los diferentes usos, no solo depende de los volúmenes de agua superficial y subterránea, sino también de la calidad de estos recursos. La provisión de sistemas confiables de abastecimiento de agua potable es actualmente un objetivo para todos los países del mundo como parte de muchos programas internacionales.

El desarrollo de las ciudades y el incremento de la población hacen que existan muchas necesidades, y ante la insatisfacción de las mismas, se genera gran malestar en la población. Entre estas necesidades se halla el desabastecimiento de agua potable, que es causante de enfermedades gastrointestinales, que son ocasionadas por agentes patógenos, el cual ha sido un problema sobre todo en zonas marginales y de extrema pobreza como en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo en los Distritos de Zapatero y Cuñumbuque, y todo ello conlleva al retraso socioeconómico.

Con este proyecto se pretende dar una alternativa para garantizar el servicio continuo de agua potable en condiciones aptas, la preservación de la salud pública y protección del medio ambiente. Además, la importancia que tiene el monitoreo de las aguas para los estudios relacionados con la cantidad, calidad y conservación de estos recursos. En general toda localidad que crece y se desarrolla, de igual manera crecen sus necesidades socio económicas y los servicios básicos de saneamiento, es decir las necesidades que en el inicio de la población eran secundarias cuando estas alcanzan su desarrollo se convierten en primarias e indispensables y algunas son inherentes a las personas convirtiéndose de esta manera en derechos tales como: Educación, salud, vivienda etc. Una de esas necesidades básica para las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo en los Distritos de Zapatero y Cuñumbuque, es contar con los servicios de Agua Potable, tomando en cuenta que, al satisfacer dicha necesidad, contribuirá a mejorar notablemente la calidad de vida de la población. Actualmente, en el mundo la innovación de nuevos sistemas para abastecer de los diversos servicios de agua potable, constituyen una infraestructura de desarrollo social.

1.2. Exploración preliminar orientado a la investigación

El agua que se capta en quebradas, pozos, lagos, etc. para que sea adecuada para el consumo humano, es necesario tratarla convenientemente para hacerla potable. Este proceso se denomina potabilización y se realiza a través de las plantas de tratamiento. A estas aguas se debe realizar un análisis fisicoquímico y bacteriológico la cual nos indicará las características y/o concentración que el agua contiene (elementos químicos, Coliformes totales y termo tolerantes) y así tomar las medidas que correspondan.

En el tratamiento del agua para consumo humano se emplean diferentes procesos; la complejidad de estos dependerá de las características del agua cruda, en este proyecto de investigación, es necesario los procesos de captación, sedimentación, pre filtración, filtración lenta y desinfección, cada uno de estos consistiendo en primer lugar; con la captación, que se refiere en la selección del tipo de fuente de agua a captar (agua superficial por impulsión en el cauce el río mayo), luego esta pasa por el proceso de sedimentación, su principal objetivo es eliminar las partículas suspendidas en el agua por efecto de la fuerza de gravedad, bajo influencia de las partículas más pesadas tienden a sedimentarse desplazándose a una velocidad propia de la partícula; el siguiente paso es el proceso de pre filtración, que consiste en el pre tratamiento utilizando pre filtros de grava para disminuir la carga de material en suspensión antes de la filtración en arena, consta de varias cámaras llenas de piedras de diámetro creciente, en las cuales se retiene la materia en suspensión con diámetros hasta 10 mm; luego pasa por el proceso de filtración lenta, en esta, el agua proveniente de la pre filtración (pre filtro) culmina su proceso de sedimentación, donde las partículas o sedimentos más pequeños son tratados para lograr una purificación de agua a un 90%.

Por último, la desinfección con hipoclorito de calcio es el último proceso de tratamiento del agua, que consiste en la destrucción selectiva de los organismos potencialmente infecciosos. Lo que significa que no todos los organismos patógenos son eliminados en este proceso, por lo que se requieren procesos previos para su eliminación, como la sedimentación (sedimentador), la pre filtración (pre filtro), y filtración lenta (filtro lento).

1.3. Aspectos generales del estudio

1.3.1. Ubicación geográfica donde se desarrollará el proyecto.

Departamento: San Martín.

Provincia: Lamas.

Distrito: Zapatero y Cuñumbuque.

Localidades: Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo.

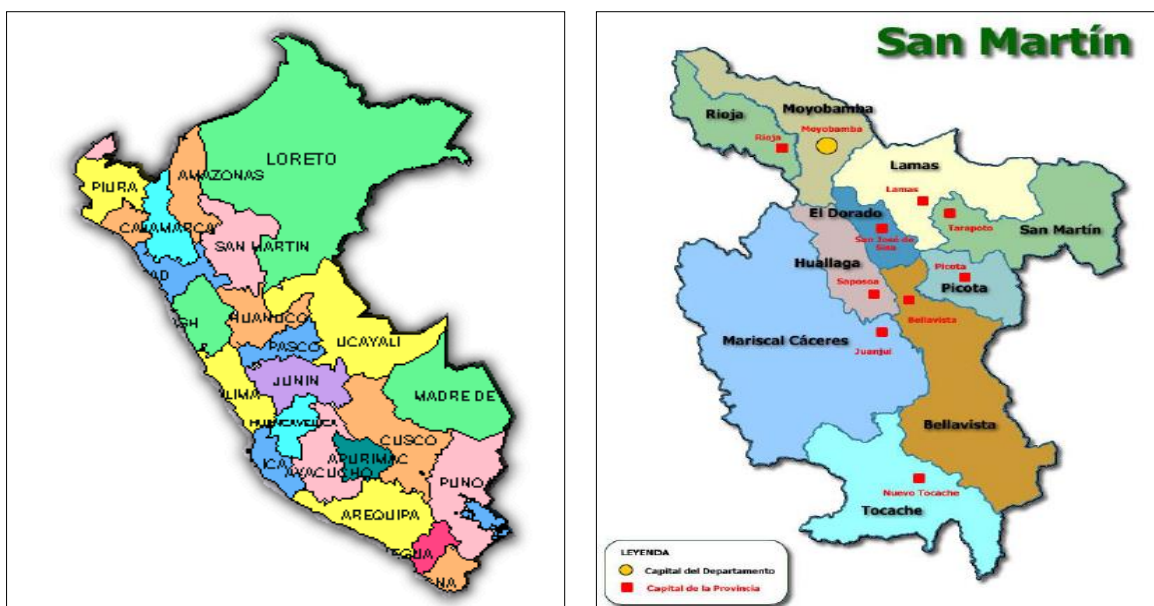


Gráfico 1: Ubicación del proyecto en el Perú

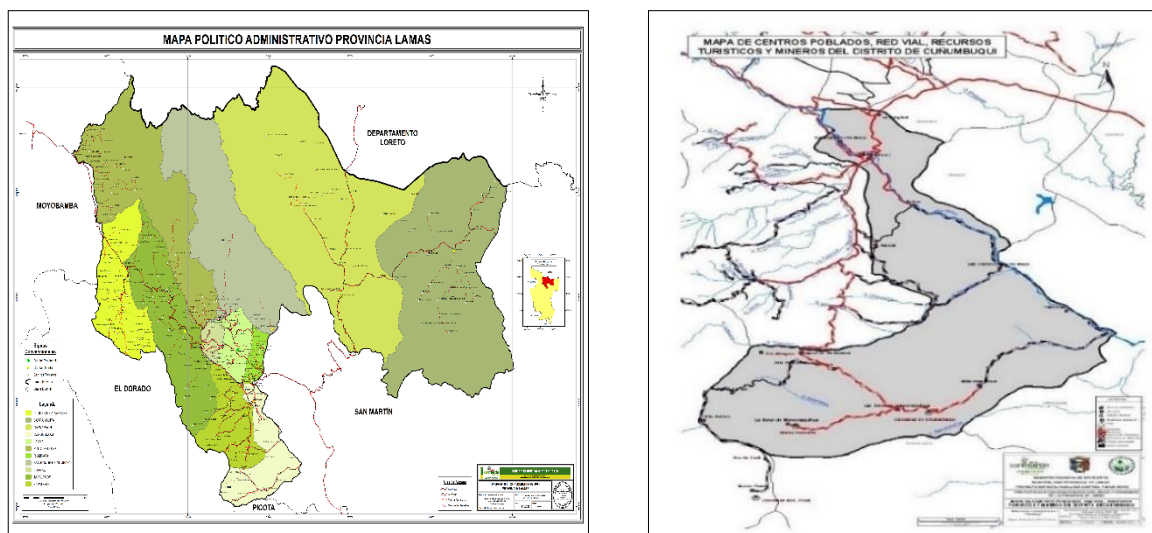


Gráfico 2: Ubicación del proyecto en la región

1.3.2. Aspectos generales de la zona del proyecto

1.3.2.1 Altitud

El área de estudio que se encuentra ubicada el proyecto es en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, Provincia de Lamas de la Región San Martín a unos 253.00 m.s.n.m. de altura promedio.

1.3.2.2. Clima, topografía y sismología

1.3.2.2.1. Clima

El clima es típico de esta zona selva alta, cálido húmedo, siendo los meses de noviembre a abril los meses de mayor precipitación pluvial.

Su temperatura varía de la siguiente manera:

Temperatura máxima=32° C

Temperatura media=22° C

Temperatura mínima=18° C

Humedad relativa=90 %

1.3.2.2.2. Topografía

El área de estudio, tiene una topografía con pequeñas irregularidades por las diferentes formaciones geológicas de la zona, gran parte del tramo es de topografía accidentada, presentando en la zona de la captación un desnivel lo cual permitirá la normal y eficiente conducción del agua. Presenta dos terrazas, la primera es un relleno de arena-limosa tipo fluvial y la segunda la más antigua es arcillosa y probablemente del tipo aluvial.

1.3.2.2.3. Sismología

El distrito de Cuñumbuque se encuentra ubicado dentro del ámbito de la zona II de sismicidad (Según el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030-97), que corresponde a la zona de sismicidad media.

El Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), indica que las manifestaciones sísmicas de esta región están vinculadas directamente a fallas geológicas superficiales o de reciente formación, que forman parte de la tectónica, que conforma la cordillera de los andes, desde tiempos pasados, la que se encuentra en pleno proceso de levantamiento.

1.3.2.3. Demografía y área beneficiada

Huimba La Muyuna

Vías de acceso

Partiendo desde Tarapoto se marcha a través de la carretera nacional Fernando Belaunde Terry – Norte, hasta la localidad de La Marginal (Troncal), con un recorrido de 15 km, a partir de aquí se continúa por la carretera departamental asfaltada a lo largo de 5 km llegando a la localidad de Cuñumbuque (margen derecha del río Mayo), desde esta zona se continúa a través de una carretera vecinal afirmada de 3.50 km llegando finalmente a la

localidad de Huimba la Muyuna, dicha localidad se encuentra en la margen derecha del río Mayo.

Localización

La localidad de Huimba la Muyuna, se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de Lamas, Distrito de Zapatero, en las coordenadas UTM 334100 E; 9281900 N, a una altitud de 240 m.s.n.m. Tiene como límites a los siguientes distritos:

Por el Norte: Distrito de Rumisapa.

Por el Sur: Distrito de Zapatero.

Por el Este: Distrito de Cuñumbuque.

Por el Oeste: Distrito de Tabalosos.

Clima

El clima es típico de la selva tropical, cálida y húmeda con las precipitaciones pluviales de mayor intensidad durante los meses de octubre al mes de mayo. La temperatura varía entre 21° y 31° aproximadamente.

Población

La localidad de Huimba la Muyuna y viviendas aledañas en su conjunto de acuerdo con la información obtenida directamente durante los trabajos de campo cuenta actualmente con 114 habitantes entre hombres, mujeres y niños asentados en más de 28 viviendas cuyo material de construcción predominante es la madera adobe y arcilla.

Situación socio económica

Aproximadamente el 90% de la población se dedica a la actividad de la Agricultura, siendo los productos predominantes el maíz, cacao, café, plátano yuca, y frutales en pequeña escala. También en pequeña escala se dedican a la actividad de la crianza de las aves de corral para consumo interno.

Turismo

Huimba la Muyuna, tiene como atractivo turístico principal las aguas del río Mayo, al igual que todos los poblados apostados en la rivera de este río, ya que innumerables agencias de turismo ofrecen dentro de sus paquetes turísticos deportes de aventura como canotaje, kayak, puenting, Las rápidas sobre el río Mayo son excelentes para este tipo de deporte de aventura, así como todo el mágico paisaje exuberante propio de nuestra Amazonía.

Servicios existentes

La localidad de Huimba la Muyuna dentro de los servicios educativos no cuenta con ningún centro de Educación. La población estudiantil asiste a los centros de educación del

distrito de Cuñumbuque. Dentro de otros servicios cuenta con el servicio de Agua, cuyo estado es bastante caótico ya que se abastecía del mismo sistema que la localidad vecina de Santa Ana del Río Mayo. Agua que no es potable servicio que no cubre ni el 30% de la demanda actual, por deficiencias del sistema, también cuenta con energía eléctrica (24 horas), telefonía.

Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento para dotar de agua potable a la localidad es un manantial ubicado a la margen derecha del río Mayo la cual requiere de tratamiento para el consumo humano tal como lo demuestra el análisis de laboratorio respectivo, esto debido al estado actual de las estructuras existentes.

Pucacaca del Río Mayo

Vías de acceso

Partiendo desde Tarapoto se marcha a través de la carretera nacional Fernando Belaunde Terry – Norte, hasta la localidad de La Marginal (Troncal), con un recorrido de 15 km, a partir de aquí se continúa por la carretera departamental asfaltada a lo largo de 5 km llegando a la localidad de Cuñumbuque (margen izquierda del río Mayo), desde esta zona se continúa a través de una carretera vecinal afirmada de 1.50 km llegando finalmente a la localidad de Pucacaca del Río Mayo, dicha localidad se encuentra en la margen izquierda del río Mayo.

Localización

La localidad de Pucacaca del Río Mayo, se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de Lamas, Distrito de Cuñumbuque, en las coordenadas UTM 335000 E; 9281000 N, a una altitud de 264 m.s.n.m. Tiene como límites a los siguientes distritos:

Por el Norte: Distrito de Rumisapa.

Por el Sur: Distrito de Zapatero.

Por el Este: Distrito de Cuñumbuque.

Por el Oeste: Distrito de Tabalosos.

Clima

El clima es típico de la selva tropical, cálida y húmeda con las precipitaciones pluviales de mayor intensidad durante los meses de octubre al mes de mayo. La temperatura varía entre 21° y 31° aproximadamente.

Población. La localidad de Pucacaca del río Mayo y viviendas aledañas en su conjunto de acuerdo con la información obtenida directamente durante los trabajos de campo cuenta

actualmente con 248 habitantes entre hombres, mujeres y niños asentados en más de 61 viviendas cuyo material de construcción predominante es la madera adobe y arcilla.

Situación socio económica

Aproximadamente el 90% de la población se dedica a la actividad de la Agricultura, siendo los productos predominantes el maíz, cacao, café, plátano yuca, y frutales en pequeña escala. También en pequeña escala se dedican a la actividad de la crianza de las aves de corral para consumo interno.

Turismo

Pucacaca del Río Mayo, tiene como atractivo turístico principal las aguas del río Mayo, al igual que todos los poblados apostados en la rivera de este río, ya que innumerables agencias de turismo ofrecen dentro de sus paquetes turísticos deportes de aventura como canotaje, kayak, puenting, Las rápidas sobre el río Mayo son excelentes para este tipo de deporte de aventura, así como todo el mágico paisaje exuberante propio de nuestra Amazonía.

Servicios existentes

La localidad de Pucacaca del Río Mayo dentro de los servicios educativos cuenta solamente con un centro de Educación nivel Primario. Dentro de otros servicios cuenta con el servicio de Agua, cuyo estado es bastante caótico ya que las estructuras de tratamiento existentes no están operativas, teniendo daños irreparables, de todas maneras, sería imposible cubrir la demanda con este sistema ya que este abastece a dos localidades más, el agua que no es potable y el servicio que no cubre ni el 30% de la demanda actual, también cuenta con energía eléctrica (24 horas), telefonía.

Fuente de abastecimiento

La fuente de suministro es la quebrada de Carañayacu. Dicho sistema abastece a la localidad de Carañayacu, sector Bosalao y Pucacaca del Río Mayo, cada uno con su respectivo reservorio de compensación (Bosalao y Pucacaca comporten un reservorio).

Santa Ana del Río Mayo

Vías de acceso

Partiendo desde Tarapoto se marcha a través de la carretera nacional Fernando Belaunde Terry – Norte, recorriendo aproximadamente 27 km, dicha localidad se encuentra en la margen izquierda del río Mayo.

Localización. La localidad de Santa Ana del Río Mayo, se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de Lamas, Distrito de Zapatero; en las

coordenadas UTM 328500 E; 9286100 N, a una altitud de 254 m.s.n.m. Tiene como límites a los siguientes distritos:

Por el Norte:Distrito de Shanao.

Por el Sur:Distrito de Zapatero.

Por el Este:Distrito de Rumisapa.

Por el Oeste:Distrito de Tabalosos.

Clima

El clima es típico de la selva tropical, cálida y húmeda con las precipitaciones pluviales de mayor intensidad durante los meses de octubre al mes de mayo. La temperatura varía entre 21° y 31° aproximadamente.

Población

La localidad de Santa Ana del Río Mayo y viviendas aledañas en su conjunto de acuerdo con la información obtenida directamente durante los trabajos de campo cuenta actualmente con 306 habitantes entre hombres, mujeres y niños asentados en más de 76 viviendas cuyo material de construcción predominante es la madera adobe y arcilla .

Situación socio económica

Aproximadamente el 90% de la población se dedica a la actividad de la Agricultura, siendo los productos predominantes el maíz, cacao, café, plátano yuca, y frutales en pequeña escala. También en pequeña escala se dedican a la actividad de la crianza de las aves de corral para consumo interno.

Turismo

Santa Ana del Río Mayo, tiene como atractivo turístico principal las aguas del río Mayo, al igual que todos los poblados apostados en la rivera de este río, ya que innumerables agencias de turismo ofrecen dentro de sus paquetes turísticos deportes de aventura como canotaje, kayak, puenting, Las rápidas sobre el río Mayo son excelentes para este tipo de deporte de aventura, así como todo el mágico paisaje exuberante propio de nuestra Amazonía.

Servicios existentes

La localidad de Santa Ana del Río Mayo dentro de los servicios educativos cuenta con un centro de Educación Inicial y una Escuela Estatal Primaria.

Dentro de otros servicios cuenta con el servicio de Agua, cuyo estado es bastante caótico ya que debido a la presencia de algún tipo de mineral en las aguas captadas, estos se cristalizan y se adhieren a las paredes de las tuberías originando obstrucciones que han

hecho colapsar el sistema. Agua que no es potable servicio que no cubre ni el 30% de la demanda actual, por deficiencias del sistema, también cuenta con energía eléctrica (24 horas), telefonía, internet.

Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento para dotar de agua potable a la localidad es un manantial ubicado a la margen derecha del río Mayo la cual requiere de tratamiento para el consumo humano tal como lo demuestra el análisis de laboratorio respectivo, esto debido al estado actual de las estructuras existentes.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema.

Antecedentes del problema

En el año 1993, a través del Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social (FONCODES), en las Localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, se construyeron sistemas de agua por gravedad sin tratamiento para las localidades, han pasado más de 20 años y las estructuras se han deteriorado por su tiempo de vida útil; además, las captaciones están cerca de las localidades indicadas, las mismas que han sido contaminadas debido a la crianza de ganado aguas arriba que han producido la presencia de bacterias fecales en grandes cantidades, provocando enfermedades muy graves en los pobladores de las localidades.

Durante los últimos 12 años se cuenta con un servicio de agua que en la actualidad es deficiente. Debido al deterioro de las estructuras, redes existentes, contaminación de las aguas y por otro lado dichas localidades han tenido un crecimiento poblacional en los últimos años.

Es por ello que el proyecto de investigación de tesis **DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN LAS LOCALIDADES DE HUIMBA LA MUYUNA, PUCACACA DEL RÍO MAYO Y SANTA ANA DEL RÍO MAYO, DISTRITO DE ZAPATERO Y CUÑUMBUQUE, PROVINCIA DE LAMAS, REGIÓN SAN MARTÍN**, busca contar con un servicio eficiente (calidad y cantidad de agua potable) para el consumo humano acorde a la demanda actual de las localidades.

Planteamiento del problema

Las deficientes condiciones de la prestación del servicio de agua potable en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, tales como, abastecimiento de agua de mala calidad con presencia de bacterias fecales sin el tratamiento respectivo, baja cobertura y discontinuidad del servicio y la existencia de sectores con baja presión de agua.

Todo esto, está ocasionando graves problemas en la salud de la población, principalmente por el incremento de los casos de enfermedades gastrointestinales y diarreicas, cuyas consecuencias se vienen manifestando en mayor grado en el aumento de la morbilidad de

los niños, la desnutrición infantil, el bajo rendimiento de los estudiantes, el bajo rendimiento de las actividades laborales de las personas mayores, el incremento de los gastos en salud de las familias, y en deterioro de la economía local.

Delimitación del problema

Las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, abarca un área de influencia de 32.94 ha y 39.78 ha respectivamente.

La localidad de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana de Río Mayo cuenta con 172 viviendas, de las cuales, el 95% de las viviendas son concentradas y el 5% semidispersas y 03 locales institucionales, entre los que destacan el puesto de salud, la C.I.E. N° 0164 y la I.E. N° 336. La población promedio es de 708 habitantes residentes en los centros poblados. El tiempo de ejecución del cual se limita el presente proyecto de investigación es de 06 meses en la que se considera los estudios básicos como levantamiento topográfico, aforo, análisis de la calidad del agua, encuestas a la población beneficiaria.

Formulación del problema

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante:

¿De qué manera el Diseño del Mejoramiento del sistema de agua Potable permitirá contar con un servicio eficiente para satisfacer las necesidades básicas de la población en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo del distrito de Zapatero y Cuñumbuque, Provincia de Lamas, Región San Martín?

2.2. Objetivos: generales y específicos

Objetivo general

Realizar el Diseño del Mejoramiento del sistema de agua potable que permita contar un servicio eficiente para satisfacer las necesidades básicas de la población en las Localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo del Distrito de Zapatero y Cuñumbuque, Provincia de Lamas, Región San Martín.

Objetivos específicos

Realizar los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos del agua cruda.

Realizar el levantamiento topográfico de la zona.

Calcular los parámetros de diseño (población futura, caudal de diseño, etc.) del agua.

Realizar el diseño hidráulico de los componentes del sistema Captación, planta de tratamiento (Sedimentador, Pre-Filtro, Filtro Lento), Línea de conducción, Reservorios, Línea de Aducción, Redes de distribución y conexiones domiciliarias.

Elaborar los planos de los componentes del sistema de agua potable.

2.3. Justificación de la investigación

Las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, al igual que muchas localidades del interior de la región y país, son perjudicadas por la carencia de servicios de agua potable de buena calidad a pesar de contar con recursos hidrológicos en las zonas que podrían garantizar su utilización adecuada.

El proyecto de investigación se plantea como consecuencia de la urgente necesidad de dotar de un sistema de abastecimiento de agua potable para las localidades que permitan la conducción del agua en óptimas condiciones para el consumo humano.

Así mismo, el desarrollo del proyecto de investigación incidirá favorablemente en la disminución de la tasa de morbilidad, en el decremento de la presencia de vectores de contagio endémico latente, reducción de enfermedades gastrointestinales, diarreica y parasitaria.

Por lo descrito es de necesidad justificada el desarrollo del proyecto de investigación del “Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable” para mejorar la salud y calidad de vida de la población en las localidades mencionadas.

2.4. Delimitación de la investigación

El desarrollo del presente trabajo de investigación está centrada al diseño del mejoramiento del sistema de agua potable en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, distrito de Zapatero y Cuñumbuque, Provincia de Lamas, Región San Martín", que permite el dimensionamiento de todos los componentes necesarios: Captación, Planta de tratamiento (Sedimentador, Pre-Filtro, Filtro Lento), Línea de conducción, Reservorios, Línea de Aducción, Redes de distribución y conexiones domiciliarias, para poder contar con un servicio eficiente en dichas localidades.

2.5. Marco teórico

Antecedentes de la investigación

(Pacheco y Álvarez; 2008) señalan que: “El Perú ha experimentado un incremento significativo, en la cobertura de agua y saneamiento en los años 90, con una mayor

incidencia en el área rural y con mayor énfasis para el abastecimiento de agua potable. A nivel nacional se han invertido millones de dólares en saneamiento, inversión que se espera mejore las condiciones de salud y vida del poblador rural”.

(Reyna, C; 2003) en su tesis nos indica: “Para el diseño hidráulico de los componentes de un sistema de tratamiento de agua se toma como referencia la guía para diseño de plantas de filtración lenta para medio rural de la OMS, OPS y el diseño estructural de los componentes se desarrolló basándose en las tablas del ACI y el RNE vigente”.

(Grandéz, P; 1994) en su tesis nos indica: “El menor costo de operación y mantenimiento de un sistema de abastecimiento se traduce en menores tarifas de consumo de agua”.

(Arce y Saavedra; 2011) en su tesis nos indica: “Es importante hacer un análisis detallado y minucioso del crecimiento histórico de la población en estudio, estudiar sus características y el comportamiento de la curva para la aplicación de un método adecuado de proyección de la población de diseño, el cual es factor importante para el diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario eficiente y responsable que garantice su funcionalidad”.

Marco teórico o fundamentación teórica de la investigación requisitos de calidad del agua para el consumo humano

Agua apta para el consumo humano

Es toda agua inocua para la salud que cumple los requisitos de calidad establecidos en el presente Reglamento.

Características del agua

Características físicas del agua

Las características físicas del agua, llamadas así porque pueden impresionar a los sentidos (vista, olfato, etcétera), tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas y de aceptabilidad del agua.

Se consideran importantes las siguientes:

Turbiedad: Es originada por las partículas en suspensión o coloides (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etcétera). La turbiedad es causada por las partículas que forman los sistemas coloidales; es decir, aquellas que, por su tamaño, se encuentran suspendidas y reducen la transparencia del agua en menor o mayor grado.

Color: Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella.

Esta característica del agua se atribuye comúnmente a la presencia de taninos, lignina, ácidos húmicos, ácidos grasos, ácidos fúlvicos, etcétera.

Olor y sabor: El sabor y el olor están estrechamente relacionados; por eso es común decir que “A lo que huele, sabe el agua”.

Estas características constituyen el motivo principal de rechazo por parte del consumidor.

Temperatura: Es uno de los parámetros físicos más importantes en el agua, pues por lo general influye en el retardo o aceleración de la actividad biológica, la absorción de oxígeno, la precipitación de compuestos, la formación de depósitos, la desinfección y los

Tabla 01:

Límites máximos permisibles de parámetros de calidad organoléptica

procesos de mezcla, sedimentación y filtración (BARRENECHEA, A; 2004).

Parámetros	Unidad de medida	Límite máximo permisible
1. Olor	---	Aceptable
2. Sabor	---	Aceptable
3. Color	UCV escala Pt/Co	15
4. Turbiedad	UNT	5
5. pH	Valor de pH	6.5 a 8.5
6. Conductividad (25°C)	$\mu\text{mho/cm}$	1 500
7. Sólidos totales disueltos	mg L^{-1}	1 000
8. Cloruros	$\text{mg Cl}^{-} \text{ L}^{-1}$	250
9. Sulfatos	$\text{mg SO}_4^{=} \text{ L}^{-1}$	250
10. Dureza total	$\text{mg CaCO}_3 \text{ L}^{-1}$	500
11. Amoníaco	mg N L^{-1}	1.5
12. Hierro	mg Fe L^{-1}	0.3
13. Manganeso	mg Mn L^{-1}	0.4
14. Aluminio	mg Al L^{-1}	0.2
15. Cobre	mg Cu L^{-1}	2.0
16. Zinc	mg Zn L^{-1}	3.0
17. Sodio	mg Na L^{-1}	200
UCV = Unidad de color verdadero UNT = Unidad nefelométrica de turbiedad		

Fuente: Reglamento de la calidad del agua para el consumo humano

Características químicas del agua

El agua, como solvente universal, puede contener cualquier elemento de la tabla periódica. Sin embargo, pocos son los elementos significativos para el tratamiento del agua cruda con fines de consumo o los que tienen efectos en la salud del consumidor.

Características microbiológicas del agua

Toda agua destinada para el consumo humano, como se indica en la tabla 02, debe estar exenta de:

Bacterias coliformes totales, termo tolerantes y Escherichiacoli.

Virus.

Huevos y larvas de helmintos, quistes y/o quistes de protozoarios patógenos.

Para el caso de Bacterias Heterotróficas menos de 500 UFC/ml a 35°C.

Tabla 02:

Límites máximos permisibles de parámetros microbiológicos y parasitológicos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS		
Parámetros	Unidad de medida	Límite máximo permisible
1. Bacterias Coliformes Totales.	UFC/100 mL a 35°C	0 (*)
2. E. Coli	UFC/100 mL a 44,5°C	0 (*)
3. Bacterias Coliformes Termotolerantes o Fecales.	UFC/100 mL a 44,5°C	0 (*)
4. Bacterias Heterotróficas	UFC/mL a 35°C	500
5. Huevos y larvas de Helmintos, quistes y ooquistes de protozoarios patógenos.	Nº org/L	0
6. Virus	UFC / mL	0
7. Organismos de vida libre, como algas, protozoarios, copépodos, rotíferos, nemátodos en todos sus estadios evolutivos	Nº org/L	0
UFC = Unidad formadora de colonias (*) En caso de analizar por la técnica del NMP por tubos múltiples = < 1,8 / 100 ml		

Fuente: Reglamento de la calidad del agua para el consumo humano.

Parámetros de diseño

Periodo de diseño

(Agüero, R; 1997), en su texto nos indica: Es la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto, el periodo de diseño puede

definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales:

Obras de captación: 20 años.

Conducción: 10 a 20 años.

Reservorio: 20 años.

Redes: 10 a 20 años (tubería principal 20 años, secundaria 10 años).

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de “20 años”.

Población de diseño

Las obras de agua potable se diseñan no solo para satisfacer una necesidad del momento actual, sino que deben prever el crecimiento de la población en un determinado período de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años, siendo necesario estimar cual será la población futura al final de este período. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

Métodos analíticos

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que estos se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos:

Método aritmético

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right) \dots \dots \dots (01)$$

Dónde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

t: Periodo de diseño

Método geométrico.

$$P_f = P_a * (1 + r)^t \dots \dots \dots (02)$$

Dónde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

t: Periodo de diseño

Métodos Comparativos

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, y sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimientos similar a la que se está estudiando.

Método Racional

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones y poblaciones flotante.

Dotación de agua

“Es la cantidad de agua necesaria para satisfacer apropiadamente los requerimientos de un determinado núcleo urbano, generalmente expresada en litros por persona por día (lppd).

La dotación se forma de la suma de los requerimientos razonables correspondientes a los usos que conforman el abastecimiento.”(López, R; 2009)

Establece el consumo de agua doméstico, en el ámbito rural, en base a recomendaciones normativas de litros/habitante/día (dotación). Dependiendo del sistema de disposición de excretas, puedes tener en consideración estos valores: (PNSR; 2004)

Tabla 03:***Parámetros de dotación de agua según guía de saneamiento básico***

Región geográfica	Consumo de agua domestico, dependiendo del Sistema de disposición de excretas utilizado	
	Letrinas sin arrastre hidráulico	Letrinas con arrastre hidráulico ¹⁰
Costa	50 a 60 l/h/d	90 l/h/d
Sierra	40 a 50 l/h/d	80 l/h/d
Selva	60 a 70 l/h/d	100 l/h/d

Fuente: Guía para la elaboración de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento del Programa Nacional de Saneamiento Rural – PNSR.

Tabla 04:***Parámetros de dotación de agua según la OMS***

Población	Clima	
	Frio	Cálido
Rural	100	100
2,000 – 10,000	120	150
10,000 – 50,000	150	200
50,000	200	250

Tabla 05:**DOTACIÓN DE AGUA FONDO PERÚ ALEMANIA**

Tipo de proyecto	Dotación (lppd)
Agua potable domiciliaria con alcantarillado	100
Agua potable domiciliarias con letrinas	50
Agua potable con piletas	30

Fuente: Manual de Proyectos de Agua potable en Poblaciones Rurales

Lppd= litros por persona al día

La tendencia a mediano plazo es que las letrinas cambien a alcantarillado y las piletas a instalaciones domiciliarias, por tanto, en lo posible, se recomienda diseñar instalaciones a futuro con dotaciones de 100 lppd. (García, E; 2009).

Variación de consumo

“Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo. La variación del consumo está influenciada por diversos factores tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.”. (Agüero, R; 1997)

Consumo promedio diario anual (QM)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{dotacion}(d)}{86400} \dots \dots \dots (03)$$

Dónde:

Qm = Consumo promedio diario (l/s).

Pf = Población futura (hab.).

d = Dotación (lts/hab./día).

Para dimensionar la capacidad de los elementos se tendrá en cuenta:

Pérdidas físicas de agua.

Pérdidas reales de agua potable producida pero no utilizada. Puede ser resultado de:

Fugas en las tuberías en mal estado.

Rebose no controlado en los reservorios.

Agua utilizada para limpieza de las unidades de la planta de tratamiento, entre otros.

Las pérdidas se estiman como porcentaje de la producción:

$$\text{Pérdidas físicas} = \text{producción} \times \% \text{ de pérdidas}$$

Producción de agua potable.

La suma del consumo y las pérdidas físicas da la producción que se requerirá:

$$Q_{\text{produccion}} = \text{consumo promedio diario anual} + PF$$

$$Q_{produccion} = \frac{\text{consumo promedio diario anual}}{(1 - \% \frac{PF}{100})} \dots \dots \dots (04)$$

Donde:

$Q_{producción}$ = volumen de producción requerido

Consumo promedio diario anual = suma de la demanda de todos los usuarios

PF = pérdidas físicas

Consumo máximo diario (Qmd)

La demanda de agua tiene un comportamiento estacional, pues se incrementa en épocas calurosas y se reduce en estaciones frías. El abastecimiento de agua potable debe prepararse para satisfacer la demanda aún en los días de mayor calor del año. El caudal requerido en el día de máximo consumo se denomina Demanda máxima diaria (Qmd), y se obtiene al multiplicar el Q promedio por el coeficiente máximo diario, el cual, de acuerdo a lo recomendado por el sector es de 1.3, y se obtiene según la siguiente expresión:

$$Q_{md} [\text{en l/seg.}] = Q_{promedio} [\text{en l/seg.}] * K1 \dots \dots \dots (05)$$

Dónde:

Q_{md} = consumo máximo diario (lts/s)

K_1 = coeficiente del caudal máximo diario, según (GFPIE; 2011) para el consumo máximo diario se considera un valor de 1.3 veces el consumo promedio diario anual.

Q_m = consumo promedio diario anual.

El Q_{md} se utiliza como dato principal para el dimensionamiento de componentes que se ubican antes de los reservorios como captación, producción y conducción a las plantas de tratamiento y/o reservorios.

Consumo máximo horario (Qmh)

La demanda también es variable en el día, por ello se adopta un segundo factor de corrección. La variación es absorbida por el reservorio de regulación y por la capacidad de las redes de distribución. Estas últimas se diseñan para atender la demanda máxima horaria (Q_{mh}), la cual se determina multiplicando por el coeficiente máximo horario de 2.0 de la siguiente forma:

$$Q_{mh} [\text{en l/seg.}] = Q_{promedio} [\text{en l/seg.}] * K2 \dots \dots \dots (06)$$

Dónde:

Q_{mh} = consumo máximo horario (lts/s)

K_2 = coeficiente del caudal máximo diario, según (GFPIE; 2011) para el consumo máximo diario se considera un valor de 2 veces el consumo promedio diario anual.

Q_m = consumo promedio diario anual.

Componentes del sistema de agua potable

Captación

La captación se diseñará con el caudal máximo diario. Se diseñará con el caudal máximo horario cuando el caudal de la fuente sea mayor al caudal máximo diario requerido y no se considerará una estructura de regulación, previo un análisis económico.

En el diseño deberá considerar los otros usos de la fuente, para lo cual si fuera el caso se diseñará estructuras complementarias, evitando el riesgo sanitario al sistema.

Aguas superficiales

Ríos

En el diseño, deberá considerarse que los caudales de captación usualmente no serán mayores a 5 l/seg., por tanto, el diseño básico consistirá en:

Defensa ribereña.

Bocal con compuerta.

Canal entre bocal y desarenador.

Desarenador con vertedor de excedencias.

Rejilla para ingreso de tubería.

En casos justificados se construirá un barraje en el río.

La información básica para el diseño será:

Área de la cuenca hidrográfica, altitud y precipitación pluvial mensual.

Caudales medios y extremos mensuales.

Transporte de sedimentos.

Derechos de terceros sobre el agua.

Fuentes de contaminación física, química y bacteriológica.

Geología para la cimentación de las obras.

Ubicación y características de agregados para las obras de concreto.

Acceso a la zona de construcción.

Canales

La captación del canal puede hacerse mediante un orificio en el muro lateral del canal, regulado con compuerta o válvula compuerta, para luego ingresar al agua o un desarenador y de aquí a la línea de conducción con parrilla en el ingreso al tubo.

La información para el diseño será:

Continuidad de conducción del agua en el canal en el año.

Derecho de uso del agua para el agua potable.

Calidad del agua (químico, físico y bacteriológico) / transporte de sedimentos.

Aguas subterráneas

Sistema convencional

a) Manantiales

La estructura de captación se construirá de material impermeable, para obtener el máximo rendimiento de la fuente. Se deberá tener presente las variaciones de nivel de la fuente con relación al ingreso a la caja, para mantener una captación permanente de agua. Deberá contar con canales de drenaje de coronación para evitar la contaminación por las aguas superficiales y se construirá un cerco perimétrico de protección. Se diseñará con todos los accesorios necesarios para la operación y mantenimiento, dotándosele de todas las protecciones sanitarias.

b) Pozos perforados

La elección y ubicación del o los pozos deberá ser fijada en base a información y evaluación referente al rendimiento de los pozos existentes, años de producción, calidad del agua y las variaciones estacionales del nivel de agua.

c) Pozos Excavados

La elección y ubicación del o los pozos, deberá ser determinada por las características de los pozos existentes o por estudios realizados en un pozo de prueba. Se considerará el número de pozos necesarios para el sistema, de acuerdo con el caudal de diseño. Se ubicará(n) en zonas no inundables, considerándose los procesos constructivos. Cada pozo se deberá diseñar para obtener el mayor rendimiento del acuífero, considerándose la protección contra posible contaminación por aguas superficiales, infiltraciones, riego agrícola, residuos sólidos y otros. La profundidad del pozo excavado se determinará en base a la profundidad del nivel estático de la napa y de la máxima profundidad que técnicamente se pueda excavar por debajo del nivel estático. El revestimiento del pozo excavado deberá ser con anillos de concreto tipo deslizante o fijo, ciego hasta el nivel estático y con aberturas por debajo de él. La distancia mínima entre un pozo de agua destinado a consumo humano y una letrina o un sistema de percolación será de 25 m. El pozo de agua se ubicará en una cota superior con respecto al pozo de la letrina.

d) Galerías filtrantes.

Serán diseñadas de acuerdo al corte geológico, obtenido mediante pruebas y estudios del rendimiento del acuífero. Se ubicarán en forma transversal o longitudinal de tal modo que

permitan el máximo aprovechamiento de la corriente de agua subterránea, y a una profundidad no menor de 2 m de la clave de la tubería. El diámetro mínimo de la tubería recolectora perforada será de 100 mm. La tubería estará recubierta con grava clasificada y luego con material de relleno clasificado hasta el nivel del terreno natural. La zona de captación deberá estar adecuadamente protegida para evitar la contaminación de las aguas y la presencia de animales y/o personas.

Sistema no convencional

a) Manantial protegido

La captación deberá cumplir con los mismos requisitos establecidos para captación de manantiales en sistemas convencionales.

En caso de fuente de escaso rendimiento, la estructura de captación se construirá para captar el total del rendimiento de la fuente.

b) Pozo equipado con bomba manual

El pozo deberá cumplir con los mismos requisitos establecidos para captación de pozos excavados en sistemas convencionales.

Para este tipo de sistema se considerará el número de pozos necesarios para el sistema, de acuerdo al grado de dispersión de la población. Asimismo, se deberá indicar los niveles de agua y la producción de cada pozo.

Otro tipo de fuente no convencional

a) Agua de lluvia: En aquellas zonas donde no se disponga de fuentes apropiadas y la intensidad de la lluvia sea adecuada, se podrá disponer su captación para su uso temporal.

Listado de control para el diseño

Cuadro 01: Listado de control para el diseño del tipo captación

1. Balance hídrico		
- Q máximo horario y diario en la demanda.		
- Hidrograma de oferta de agua.		
- Caudal de captación.		
2. Tipo de fuente (marcar con x)		
- Manantial ()		
- Río ()		
- Canal ()		
- Subterránea ()		
3. Calidad del agua		
- Aspectos físicos.		
- Aspectos químicos.		
- Aspectos microbiológicos.		
4. Condiciones de fuente		
4.1	Manantial	- Uso actual / derechos de terceros. - Peligros de contaminación. - Origen geológico (tipo de rocas).
4.2	Río	- Cuenca (altitud, área, precipitación pluvial). - Derechos de terceros. - Transporte de sedimentos. - Posibles contaminaciones.
4.3	Canal	- Periodos de corte de agua. - Permiso de uso. - Sedimentos y contaminantes.
4.4	Aguas subterráneas	- Profundidad acuífero. - Método de prospección. - Tipo de pozo (artesanal o entubado). - Horas de bombeo y caudal. - Potencia de bomba. - Fuente de energía.
5. Tipos de captación (describir)		

PLANTA DE TRATAMIENTO

Sedimentador

La sedimentación es un proceso muy importante. Las partículas que se encuentran en el agua pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua efluente de los filtros.

Los procedimientos de separación de material muy grueso (rejillas: gruesas y finas) se realizan o están relacionadas a las captaciones, se considera como pre tratamientos y acondicionamientos previos en la planta, a unidades como desarenadores y sedimentadores.

COMPONENTES

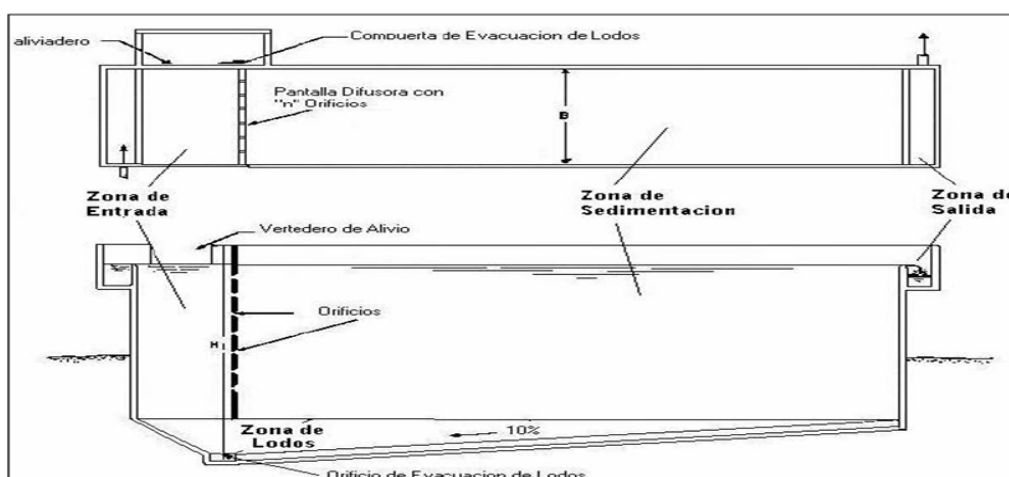


Figura 01: Sedimentador (Planta y corte longitudinal Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores

(OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2004): Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas.

Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

Zona de sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

Zona de recolección de lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

CRITERIOS DE DISEÑO

El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.

El número de unidades mínimas en paralelo es de dos (02) para efectos de mantenimiento.

El periodo de operación es de 24 horas por día.

El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.

La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m³/m²/día.

La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.

La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 a 6.

La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.

El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.

La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.

Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.

La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.

Se debe efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo que se va a producir.

El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.

Se debe guardar la relación de las velocidades de flujo y las dimensiones de largo y altura.

$$\frac{L}{H} = \frac{V_H}{V_S} \dots \dots \dots (07)$$

La sección de la compuerta de la evacuación de lodos (A₂) debe mantener la relación.

Donde t es el tiempo de vaciado.

$$A_2 = \frac{A_S * \sqrt{H}}{4850 * t} \dots \dots \dots (08)$$

La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.

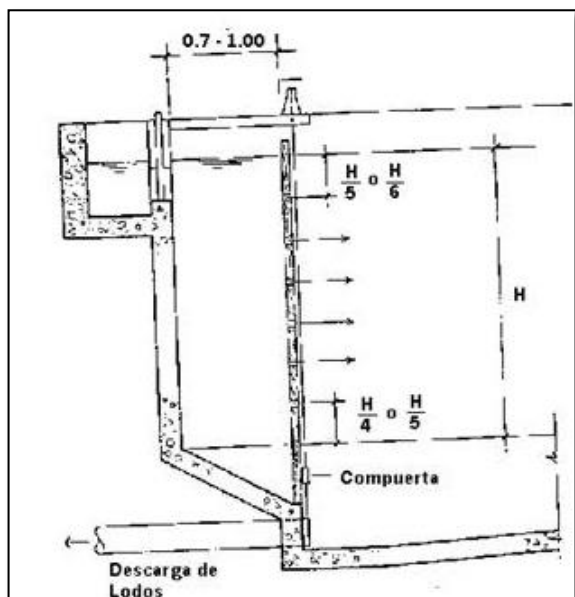


Figura 02: Ubicación De La Pantalla Difusora

Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores.

Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a $1/5$ o $1/6$ de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre $1/4$ o $1/5$ de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

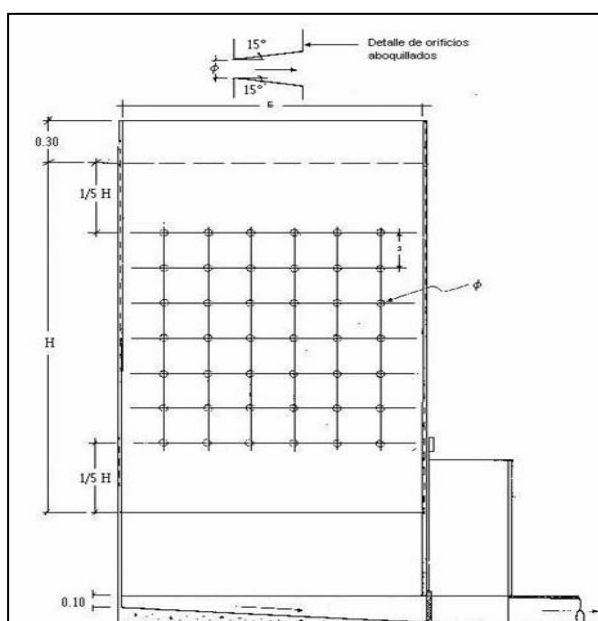


Figura 03: pared difusora del sedimentador

Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores.

DIMENSIONAMIENTO

- Determinar el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo a la relación:

$$A_s = \frac{Q}{V_s} \dots \dots \dots (09)$$

Siendo:

V_s : Velocidad de sedimentación (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

Determinar las dimensiones de largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente. Considerando el espaciamiento entre la entrada y la cortina o pared de distribución de flujo.

Determinar la velocidad horizontal V_H (m/seg) de la unidad mediante la ecuación. El cual debe cumplir con las relaciones mencionadas anteriormente.

$$V_H = \frac{100 * Q}{B * H} \dots \dots \dots (10)$$

Determinar el tiempo de retención T_o (horas), mediante la relación:

$$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * Q} \dots \dots \dots (11)$$

Determinar el número de orificios, cumpliendo con los criterios de diseño.

$$A_o = \frac{Q}{V_o} \dots \dots \dots (12)$$

Siendo:

V_o : Velocidad en los orificios (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

A_o : Área total de orificios (m²)

$$n = \frac{A_o}{a_o} \dots \dots \dots (13)$$

Siendo:

a_o : Área de cada orificio (m²)

n : número de orificios.

PRE FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL

(OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2005) en su texto nos indica:

DESCRIPCIÓN

Para establecer el caudal de operación de todo el sistema, si ésta es la primera unidad del sistema de tratamiento considerado, deberá anteponerse una caja de concreto con un vertedero triangular.

La estructura de entrada está constituida por un canal y un muro de ladrillo hueco, cuya función es distribuir uniformemente el caudal en toda la sección.

La zona de filtración está conformada por canales divididos en tres o más tramos llenos de grava de diferentes diámetros, dispuestos en sentido decreciente.

La longitud de los tramos es variable y depende de la calidad del agua, del tamaño de la grava y de la velocidad de filtración.

Las paredes anterior y posterior de cada tramo deberán ser muros de ladrillo hueco, para permitir una distribución uniforme y adecuada del flujo.

Cada tramo debe tener su sistema de limpieza, consistente en una tolva para facilitar el deslizamiento y depósito del sedimento, un canal de evacuación de lodos techado con losas de concreto separadas por ranuras, compuerta y cámara de drenaje. Las ranuras o separaciones de las losas del canal se diseñan para obtener una velocidad de descarga que asegure la extracción instantánea de la mayor parte del lodo contenido en la tolva. Las tolvas estarán rellenas con piedra de 2" a 3" de diámetro.

La estructura de salida está constituida por un muro de ladrillo hueco y un canal independiente para cada unidad.

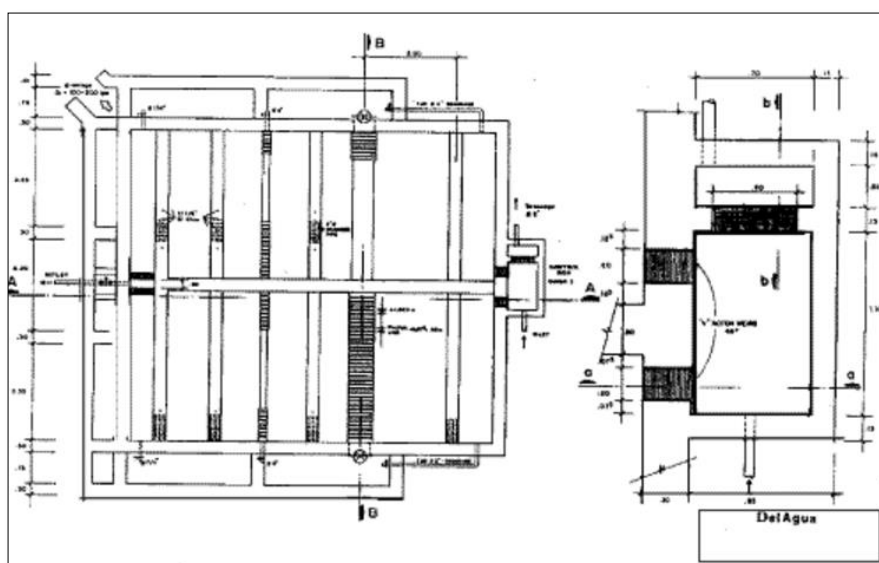


Figura 04 : Prefiltro De Grava De Flujo Horizontal

Fuente: OPS/CEPIS – Planta de tratamiento de filtros lentos.

VENTAJAS

En general, son más eficientes que los sedimentadores por la gran superficie específica disponible en la grava. Cuando opera con carreras largas, no sólo remueve partículas inertes, sino también microorganismos.

Las carreras de trabajo se pueden alargar mediante descargas hidráulicas y el lavado de la grava se puede distanciar, por lo menos, hasta que concluya la época de lluvia. Es posible lograr una periodicidad de dos a tres años, dependiendo de la turbiedad máxima del afluente.

RESTRICCIONES

Profundidades mayores de 1.5 m y anchos mayores de 5.0 m dificultan la limpieza de la unidad. En general, se recomiendan profundidades no mayores de 1.0 m y anchos máximos de 4.0 m. Estas recomendaciones restringen el uso de estas unidades a caudales pequeños; la otra alternativa es considerar muchas unidades en paralelo.

Turbiedades mayores de 300 UNT demandan unidades de 8 a 16 m de largo.

CRITERIOS DE DISEÑO

Velocidades de filtración de 0.50 a 2.0 m/h, variables en razón inversa a la calidad del agua.

Grava de 1/4" a 2", colocada en sentido decreciente. En contacto con los muros perforados se colocará material de diámetro mayor que el de los orificios.

Longitudes de tramos de 1 a 5 m, variables en sentido inverso con el diámetro de la grava.

Tasa de diseño para el sistema de limpieza de 1.3 m³/m² de área de prefiltro.

La instalación debe proporcionar la carga hidráulica necesaria para compensar las pérdidas de carga por fricción, ocasionadas por la velocidad vertical de vaciado del sistema de limpieza.

Pérdidas de carga de 0.20 a 0.30 m durante el proceso de operación normal.

La grava debe tener de 0.20 a 0.30 m de altura adicional por encima de nivel normal de operación, para evitar cortocircuitos por encima de la superficie de la grava, cuando se haya alcanzado la pérdida de carga máxima.

FILTRO LENTO

DESCRIPCIÓN

(Cánepa, L; 2005), Una unidad de filtración lenta en arena consta generalmente de los siguientes elementos: a) caja de filtración y estructura de entrada, b) sistema de drenaje, c)

lecho filtrante, d) capa de agua sobrenadante y e) dispositivos para regulación, control y rebose.

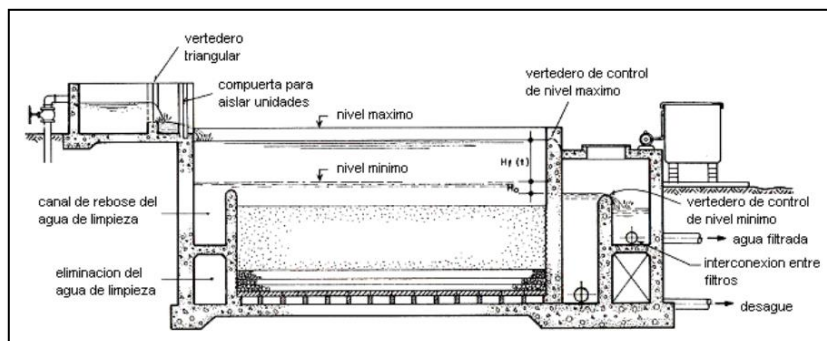


Figura 5: Corte longitudinal de un filtro lento de arena

Fuente: OPS/CEPIS – Planta de tratamiento de filtros lentos

a) Caja de filtración y su estructura de entrada: La caja del filtro posee un área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Se recomiendan áreas de filtración máxima por módulo de 100 m^2 para facilitar las labores manuales de operación y mantenimiento el filtro. La estructura consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho.

b) Lecho filtrante: El medio filtrante debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, libres de arcilla y materia orgánica. La arena no debe contener más de 2% de carbonato de calcio y magnesio.

Tabla 6: Granulometría del lecho filtrante

Criterios de Diseño	Valores Recomendados
Altura de arena (m)	
Inicial	1.00
Mínima	0.50
Diámetro efectivo (mm)	0.15 - 0.35
Coefficiente de uniformidad	
Aceptable	< 3
Deseable	1.8 – 2.0
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	0.1 – 0.3

Fuente: OPS/CEPIS- plantas de tratamiento de filtros lentos

La velocidad de filtración varía entre los 0.1 y 0.2 m/h dependiendo de la calidad del agua cruda. A mayor contaminación del agua afluyente menor velocidad de filtración. La altura del agua sobre el lecho filtrante puede variar entre 1.0 y 1.50 m.

c) Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida

El nivel mínimo del filtro se controla mediante el vertedero de salida, el cual se debe ubicar en el mismo nivel o 0.10 m. por encima de la superficie del lecho filtrante.

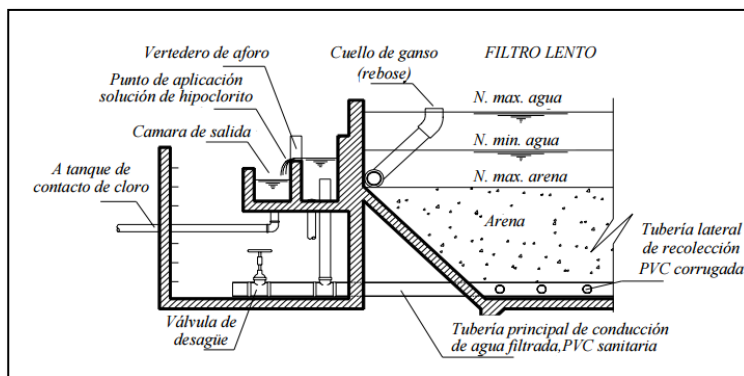


Figura 6: estructura de salida del filtro lento

Fuente: OPS/CEPIS- plantas de tratamiento de filtros lentos

d) Capa de agua sobrenadante:

Se recomienda una altura de agua sobrenadante de 1.0 a 1.5 m. y un borde libre entre los 0.2 y 0.3 m.

e) Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo:

Válvula para controlar entrada de agua pre-tratada y regular velocidad de filtración

Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.

Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia

Válvula para drenar lecho filtrante

Válvula para desechar agua tratada

Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia

Vertedero de entrada

Indicador calibrado de flujo

Vertedero de salida

Vertedero de excesos

DIMENSIONAMIENTO

a) Caudal de diseño (Qd): Se expresa en (m³/h)

b) Número de unidades (N): Mínimo dos unidades de filtración

c) Área superficial (As):

$$As = \frac{Qd}{N \times Vf} \dots \dots \dots (14)$$

Dónde:

$$As = m^2$$

Vf = velocidad de filtración (m/h)

Qd = caudal de diseño (m³/h)

N = número de unidades

d) Coeficiente de mínimo costo (K):

$$K = \frac{(2 * N)}{(N + 1)} \dots \dots \dots (15)$$

e) Longitud de unidad:

$$L = \sqrt{(As * K)} \dots \dots \dots (16)$$

f) Ancho de unidad:

$$b = \sqrt{(As/K)} \dots \dots \dots (17)$$

g) Velocidad de filtración real (VR):

$$V_R = \frac{Qd}{2 * A * B} \dots \dots \dots (18)$$

h) Sistema de drenaje: Los drenes se diseñarán con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (Vp) y los drenes secundarios (Vs) debe ser de: Vp/Vs < 0.15, para obtener una colección uniforme del agua filtrada.

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

(García, E; 20009); en su texto nos indica:

DESCRIPCIÓN

Es la línea que transporta el agua desde la captación hasta el punto de entrega, que usualmente es el reservorio de regulación, pero eventualmente puede ser la planta de tratamiento o puede ser directamente a la red de distribución cuando el caudal de conducción corresponde al caudal máximo horario, lo que hace innecesario el reservorio de regulación. Sólo se requiere un pequeño reservorio para la cloración.

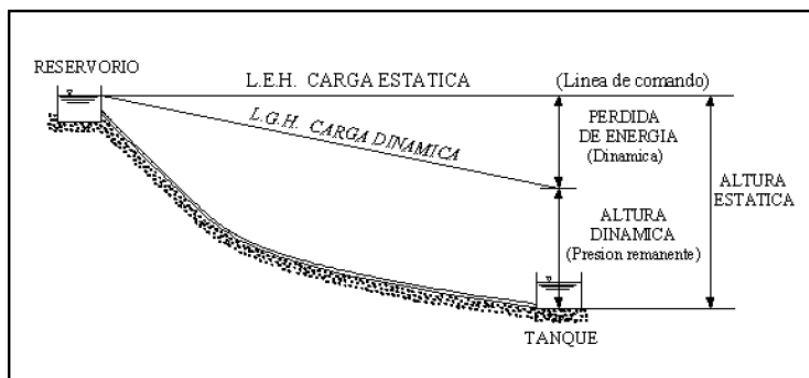


Figura 7: Perfil de la Línea de conducción

Fuente: Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales

CAUDALES DE DISEÑO

El caudal de diseño de las obras de conducción depende del sistema de abastecimiento de agua:

Si el sistema es por gravedad y cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento la obra de conducción debe calcularse con el caudal máximo diario.

Si el sistema es por gravedad y no cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento, y la línea de conducción se efectúa directamente a la red, la obra de conducción debe calcularse con el caudal máximo horario. (Magne, F; 2008).

PRESIÓN NEGATIVA

Esto indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua, por ello es que esta cantidad de agua no fluiría. Se debe volver a trazar la LGH, usando un menor caudal y/o un diámetro de tubo más grande.

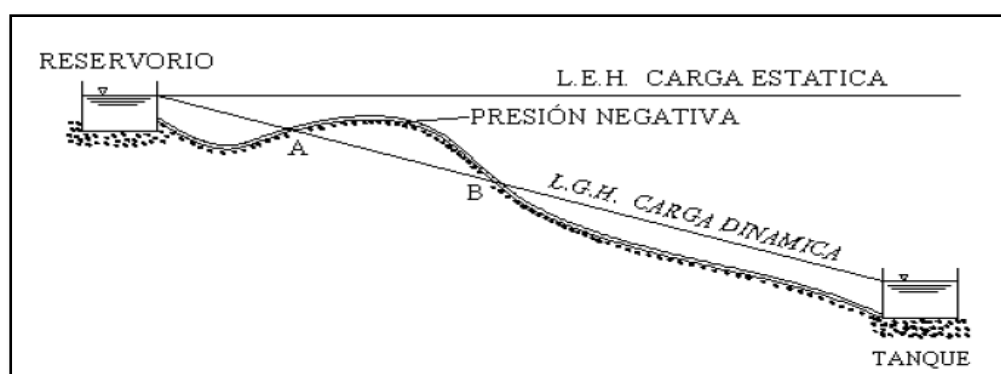


Figura 8: Perfil de presión negativa

Fue FFuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de ingeniería sanitaria.

En este caso el tramo A-B indicado en la Figura 08, estará en condiciones de presión negativa, con lo cual sería difícil evitar la entrada de burbujas de aire a la tubería. La presión entre los puntos A-B es menor que la presión atmosférica y por lo tanto no se puede instalar válvulas ventosas.

CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS A PRESIÓN

Son acueductos que trabajan a presión, su presión de trabajo es mayor a la presión atmosférica; la tubería conduce el agua a sección llena. El movimiento de agua se debe netamente a la fuerza de la gravedad sobre la masa de agua.

DISEÑO DE TUBERÍAS A PRESIÓN

Para el diseño deben considerarse los siguientes elementos:

Trazado de la línea de conducción

Caudal de diseño

Material y clase de tubería

Velocidad

Diámetros mínimos

Pendientes.

Trazado de la línea de conducción

El trazado de la línea de conducción debe realizarse previo reconocimiento en campo del relieve topográfico, geológico y tipo de suelo, en lo posible paralelo a las vías públicas y caminos e uso general de la población.

En el trazado además de considerar el caudal de diseño, vida útil, y análisis económico, los siguientes factores:

Que la conducción sea cerrada (en lo posible a presión).

Que el trazado sea lo más directo posible de la fuente la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o red de distribución.

Que la línea evite, en lo posible los tramos de difícil construcción o inaccesibles

Que esté siempre por debajo de la línea piezométrica a fin de evitar zonas de depresión que representa un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación.

Que eviten presiones superiores a las máximas permisibles que afectan la seguridad de la conducción.

Que la línea evite, en lo posible, zonas de deslizamiento e inundaciones.

Que se eviten tramos de pendiente y contra pendiente que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

Se debe estudiar variantes para acortar la longitud de conducción (trazados en túnel), o evitar terrenos que tengan aguas freáticas muy superficiales.

Se deben determinar las cotas del terreno de los siguientes puntos:

Obra de toma.

Pasos de los accidentes topográficos sobre la línea del trazado.

Cambios bruscos de sentido y pendiente.

Tanque de almacenamiento o planta de tratamiento.

Otros puntos relevantes del terreno que determinen el trazado de la tubería.

La diferencia de elevación entre el punto de ingreso de agua y cualquier punto tubería abajo, determinará la presión estática interna en la tubería.

La presión estática entre puntos extremos de la tubería de conducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o cámaras rompe presión.

Material de tubería

La elección del material debe ser efectuada con base en:

Las características topográficas.

Calidad del agua.

Tipo de suelo.

Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.

Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.

Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).

Vida útil del proyecto.

Costos de operación y mantenimiento.

Análisis económico.

Un sistema de conducción puede estar constituido por tramos de diferentes materiales elegidos de acuerdo a su funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes.

El material de las tuberías debe ser seleccionado de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto, considerando principalmente los costos iniciales y de mantenimiento, así como la seguridad de la tubería.

Velocidades de diseño

La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la Tabla 07.

Tabla 07:***velocidades máximas permisibles en tuberías***

Material	Velocidad (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3,00
Tubería de hormigón centrifugado	3,50
Tubería de asbesto cemento	5,00
Tubería de PVC	5,00
Tubería de hierro fundido	5,00
Tubería acero galvanizado	5,00
Tubería de acero	5,00

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

En tuberías de impulsión la velocidad no debe ser mayor a 2,00 m/s.

A objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando éste sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima no deba superar a 1,50 m/s.

La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de auto limpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

Diámetros mínimos

Para la selección del diámetro de la tubería de conducción deben analizarse las presiones disponibles, las velocidades de escurrimiento y las longitudes de la línea de conducción.

La elección debe estar basada en un estudio comparativo técnico económico mediante las técnicas de optimización que tornen mínima la función costo anual.

La experiencia indica que en conducciones el diámetro mínimo es de 2 pulgadas (zona rural) por motivos socioeconómicos.

Pendientes

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas para tal efecto y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas deben ser:

$j = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua

$j = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua

En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

Cuando se considere necesario uniformar pendientes a costa de mayor excavación a efectos de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica de ambas variantes.

PÉRDIDAS DE CARGA

Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

Darcy Weisbach

Flamant

Hazen - Williams

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

Para el cálculo de dichas pérdidas de carga localizadas debe utilizarse el método de la longitud equivalente de tuberías, añadiéndola, a la longitud real del tramo.

El proyectista puede dejar de considerar el cálculo de pérdidas localizadas si los sistemas son por gravedad.

Fórmula de Darcy – Weisbach (1850)

En 1850, Darcy-Weisbach dedujeron experimentalmente una ecuación para calcular las pérdidas por cortante (“fricción”), en un tubo con flujo permanente y diámetro constante:

$$h_f = f * \frac{L * v^2}{D * 2 * g} \dots \dots \dots (19)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga distribuida o continua en m

f = Coeficiente de pérdida de carga distribuida

El valor del coeficiente de fricción “ f ”, dependerá del régimen del flujo del agua, la viscosidad y el número de Reynolds. El coeficiente puede ser obtenido del Diagrama de Moody expuesto en las siguientes fórmulas:

a) Escurrimiento laminar ($R < 2000$):

$$f = \frac{64}{R} \dots \dots \dots (20)$$

b) Zona crítica ($2000 < R < 4000$), fórmula de Prandtl-von Karman:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log R * \sqrt{f} - 0.80 \dots \dots \dots (21)$$

c) Escorrentía turbulenta ($R > 5000$)

Fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * \log \left(\frac{k}{3.7 * D_h} + \frac{2.51}{R * \sqrt{f}} \right) \dots (22)$$

Swamme - Jain

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{k}{3.71} + \frac{5.74}{R} \right) \right]^2} \dots \dots \dots (23)$$

f = Coeficiente de fricción (adimensional)

R = Número de Reynolds

$$R = \frac{V * D}{\nu} \dots \dots \dots (24)$$

ν = Viscosidad cinemática del agua en cm^2/s

k = Rugosidad uniforme equivalente o coeficiente de Colebrook, depende del tipo de material (ver Tabla 08).

$$k = \varepsilon / D$$

ε = Rugosidad en mm

D = Diámetro interno de la tubería en m

L = Longitud de tubería en m

V = Velocidad media de flujo en m/s

DH = Diámetro interno de la tubería en m

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$).

Tabla 08:

Valores del coeficiente k de Colebrook

Material	k (mm)
Acero galvanizado	0,13
Acero soldado c/revestimiento	0,05
Asbesto cemento	0,10
Hierro fundido nuevo	1
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	1 – 5
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	0,50
Plástico PVC o Polietileno PEAD	0,01

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

La pérdida de carga en tuberías a presión que presenten salientes en las juntas de las tuberías, a lo largo del perímetro de la sección, debe ser igual a la suma de la pérdida de carga distribuida, calculada como si las juntas indicadas no existiesen y la pérdida de carga debido a la presencia de la junta, dada por:

$$h_s = n_j * k_s * \left(\frac{V_o^2}{2 * g} \right) \dots \dots \dots (25)$$

Dónde:

h_s = Pérdida de carga debida a las juntas en m; n_j = Número de juntas

k_s = Coeficiente de pérdida de carga, dado por:

a)Para:

$$\frac{L_j}{D_o} > 30: \quad K_s = K_1$$

b)Para:

$$\frac{L_j}{D_o} < 30: \quad K_s = K_0 * K_1; \quad L_j = \text{Distancia de una junta a otra en m}$$

D_o = Diámetro interno de la tubería en m

k_s, k_1 = Coeficientes que se obtienen de la Tabla 09y Tabla 10, respectivamente

v_o = Velocidad en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

Tabla 9: Coeficiente K_0

Lj/Do	4	8	12	16	20	24	30
ko	0.30	0.45	0.58	0.68	0.78	0.87	1.00

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

Tabla 10: Coeficiente k_1

Lj/Do	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	1
k1	0.15	0.35	0.06	0.09	0.13	0.17	0.21	0.26	0.32	0.38

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

Las pérdidas de carga introducidas por las juntas tipo espiga campana y uniones con anillo de goma o similares deben ser consideradas como despreciables ya que no presentan salientes al interior del tubo.

El coeficiente de viscosidad cinemática del agua debe ser considerado solamente en función de la temperatura de agua al interior de la tubería y para efecto del cálculo del número de Reynolds.

El envejecimiento de tuberías de hormigón armado, aislados interiormente y de material plástico, pueden considerarse despreciables para el proyecto de conducciones.

En tuberías metálicas, cuando no fuera posible la limpieza periódica y si no fueran pintados interiormente con materiales anticorrosivos, el caudal de diseño para fin de proyecto debe ser multiplicado por un coeficiente de seguridad.

Fórmula DE FLAMANT (1892)

En 1892 Flamant señala que los efectos de las incrustaciones son variables con el diámetro del tubo y resultan menores según aumenta el diámetro de la tubería.

Por otra parte, plantea, que los tubos perfectamente lisos son una excepción y que es raro que conserven por mucho tiempo su pulimento primitivo; que se puede ver, de acuerdo con las observaciones de Darcy, que un depósito apenas perceptible, de una pequeña fracción de milímetro de espesor, es suficiente para cambiar las condiciones de escurrimiento y aumentar la resistencia, por lo que él propone adoptar para todos los casos prácticos, la fórmula:

$$S_t = \frac{4 * b * V^{7/2}}{D^{3/2}} \dots \dots \dots (26)$$

Dónde:

S_t = Pérdida de carga unitaria en m/m

B = Coeficiente de Flamant (ver Tabla 11)

v = Velocidad del agua en m/s

D = Diámetro interno de la tubería en m

Tabla 11: coeficiente b de Flamant

Material de la tubería	b
Hierro o acero	0,00023
Nuevos metálicos	0,000185
Concreto	0,000185
PVC	0,00140(1)

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

Fórmula de Hazen - Williams (1906)

En 1906 una de las ecuaciones empíricas (independientes del análisis de Darcy) más exitosas fue la de Hazen - Williams (desarrolladas por G. S. Williams y A. H. Hazen). Sirven para tuberías rugosas con régimen en transición o turbulento y agua a presión (Recomendada para diámetros cuyo valor oscila entre los 50 y 3500 mm), la fórmula en unidades del sistema internacional es:

$$V = 0.849 * C_{HW} * D^{0.63} * J^{0.54} \dots \dots \dots (27)$$

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54} \dots \dots \dots (28)$$

Dónde:

Q = Caudal en m³/s

v = Velocidad en m/s

C_{HW} = Coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

D = Diámetro interno de la tubería en m

J = Pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m

J = hf / L

hf = Pérdida de carga en m

L = Longitud de la tubería en m

El coeficiente C_{HW} es función del material y la antigüedad de la tubería. En la Tabla 12 se presentan los valores más empleados.

Tabla 12: Valores del coeficiente C_{hw} de Hazen - Williams

Material	C _{HW}
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 - 100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

La pérdida de carga localizada producida por accesorio y válvulas instaladas en la tubería a presión debe ser considerada a través de la longitud equivalente, que es, la pérdida de carga producida por una longitud equivalente de tubería rectilínea.

Las pérdidas de carga localizadas de cada accesorio o válvula tienen su longitud equivalente respectiva que depende del material, forma y diámetro. En la Tabla 13 se presenta las longitudes equivalentes en función del diámetro.

Tabla 13:

Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (En metros de tubería recta)

Elemento	pulg	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
	mm	13	19	25	32	38	50	63	75	100	125	150	200	250	300	350
Codo 90°																
Radio largo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Radio medio		0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
Radio corto		0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5
Codo 45°		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3	3.8	4.6	5.3
Curva 90°																
R/D: 1		0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.6	1.9	2.4	3	3.6	4.4
R/D: 1		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
Curva 45°		0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
Entrada																
Normal		0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
De borda		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11
Válvula																
Compuerta		0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
Globo		4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21	26	34	45.3	51	67	85	102	120
Angulo		2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10	13	17	21	26	34	43	51	60
De pie		3.6	5.6	7.3	10	11.6	14	17	20	23	31	39	52	65	78	90
Retención																
Tee liviano		1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16	20	24	38
Tee pesado		1.6	2.4	3.2	4	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25	32	38	45
Tee de paso																
Directo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Latera		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Tee salida																
Bilateral		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Salida de tubería																
		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable.

PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

La presión estática máxima de la tubería de conducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

Para casos en los que se tiene altas presiones se debe efectuar un análisis comparativo técnico económico entre adoptar el uso de tuberías de alta presión o utilizar estaciones reductoras de presión y tuberías de menor presión. Para el último caso debe verificarse que la presión en el punto más alejado y elevado sea al menos la mínima especificada en el presente reglamento.

La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de conducción, en las condiciones más desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la línea de conducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera. En los puntos en los cuales se produzca sifonamiento, deberá colocarse purgas de aire.

La relación de la resistencia a la presión de tubos PVC se indica en cuadro siguiente:

Tabla 14: Resistencia a presión de tubos

Clase	mca	lbs/pulg ²
5	50	71
7.5	75	107
10	100	142

Fuente: Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales

Notas: Presión recomendada para el diseño: 80% de la nominal.

Cuando el proyectista tenga que diseñar sifones con presiones mayores a la clase 15, que debe soportar 120 mca (80% de la nominal), deberá recurrir a tubos de fierro galvanizado, hasta un máximo de presión de 500 mca.

TUBERÍAS

Las conducciones formadas por segmentos rectos, podrán ser dispuestas en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si las mismas son de tipo flexible.

La deflexión cada junta a excepción de las juntas con características especiales, es función del diámetro y no debe ser mayor a lo especificado en la Tabla 15 y Figura 09.

Los accesorios (uniones, codos, té, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión).

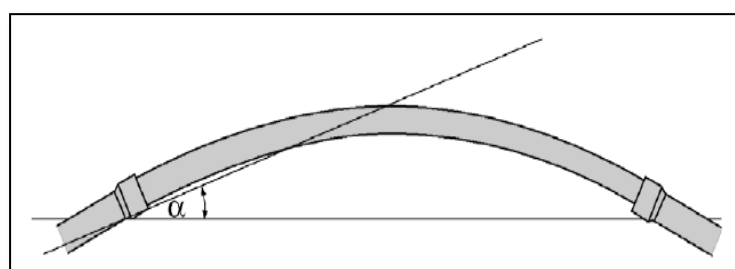


Figura 09: Deflexión en una tubería

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

Tabla 15: Deflexión máxima en tuberías

Diametro de la tubería (mm)	Deflexiones α (grados – minutos)
100	3° 0'
150	3° 0'
200	3° 0'
250	3° 0'
300	3° 0'
400	2° 40'
450	2° 25'
500	2° 10'
600	1° 45'
750	1° 25'
900	1° 10'
1000	1° 5'

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN

La profundidad mínima para el tendido de la tubería de conducción debe ser mayor o igual a 0,60 m sobre la clave de la misma.

En áreas de cultivo, cruce de caminos, líneas de ferrocarril o aeropuertos, la profundidad mínima debe ser de 1,00 m sobre la clave de la tubería. El proyectista debe justificar el uso de valores menores al indicado si éstos cuentan con un sistema de protección.

En el caso de suelos rocosos e inestables, el proyectista debe tomar medidas de protección necesarias como revestimientos de hormigón simple y anclajes.

En zonas con pendiente fuerte se deben adoptar tendidos superficiales siempre y cuando se tenga en cuenta apoyos y anclajes anti deslizables. En el caso de tuberías de PVC y PEAD deben necesariamente estar enterrados.

Cuando por la naturaleza del terreno, es necesario colocar la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no será sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan provocar roturas o afectar su funcionamiento normal.

En el caso de tuberías sujetas a submergencia temporaria debe tenerse en cuenta que podrá ocurrir un levantamiento máximo debido a la subpresión, estando la tubería vacía. En este caso debe preverse la colocación de protecciones si las características de la capa freática presentasen condiciones de agresividad.

Debe verificarse que la línea piezométrica de la línea de conducción mediante tubería a presión quede ubicada en las condiciones más desfavorables de escurrimiento previsto por

lo menos 2,00 m por encima de la generatriz superior de la tubería y por lo menos 1,00 m por encima de la superficie del terreno.

PUENTES COLGANTES

Los puentes colgantes son estructuras compuestas por: pilares de soporte (H^oC^o o metal) y cables de sujeción de la tubería de F.G. en hormigón armado o celosías de metal que permiten el paso del agua sobre alguna depresión natural o curso de agua (ver Figura 10).

Los puentes colgantes se calculan considerando que el cable principal debe formar una catenaria. El principal estado de cargas (solicitud) en el puente, considerará los pesos propios de la tubería, cables y agua dentro de la tubería, debiéndose mejorar para prevenir el efecto de la vibración por el flujo del agua y la velocidad del viento.

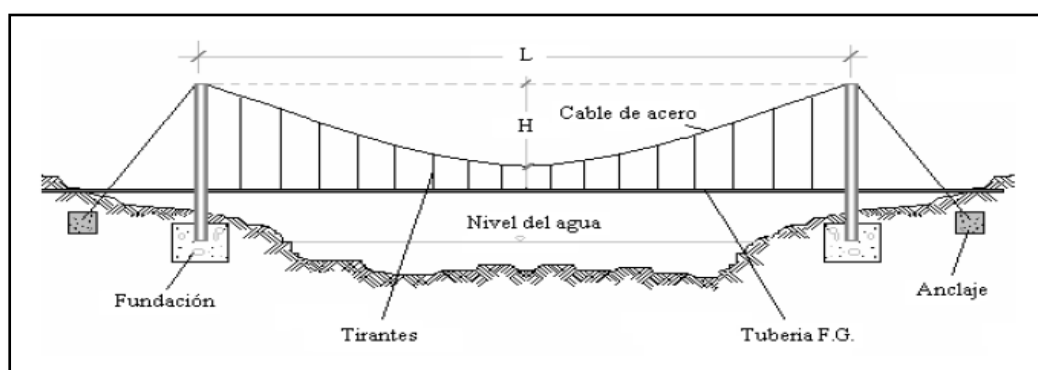


Figura 10: Puente colgante cruzando un río o quebrada

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable.

SIFÓN INVERTIDO

Los sifones invertidos son conductos de agua que atraviesan depresiones topográficas por presión hidráulica. Esta estructura tiene aplicación para conducir el agua potable debajo de cursos de agua y quebradas (ver Figura 11).

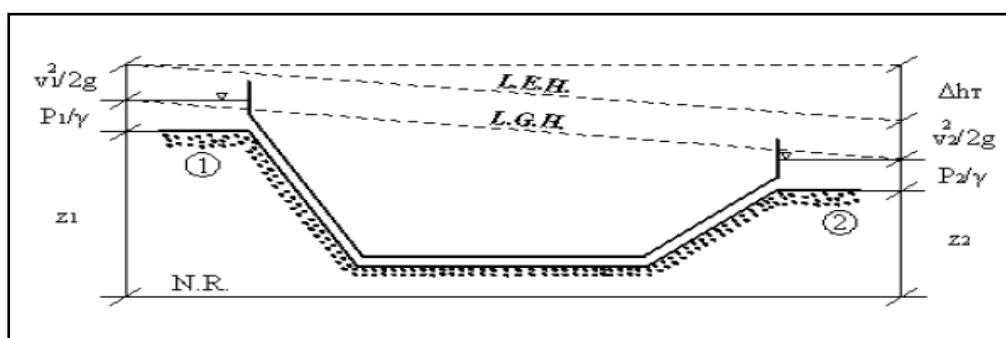


FIGURA 11: Sifón invertido cruzando una quebrada

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

El diseño de esta estructura, se realiza mediante el análisis de las pérdidas de carga hidráulica entre el punto de entrada y salida, empleando la ecuación de Bernoulli:

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \left(\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 \right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 \right) \dots \dots \dots (29)$$

Dónde:

v = Velocidad del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s²

p = Presión interna en la tubería en kg/m²

γ = Peso específico del agua en kg/m³

z = Elevación o cota sobre un nivel de referencia conocido en m

ΔH = Carga hidráulica

Subíndice 1 posición al ingreso del sifón - Subíndice 2 posición a la salida del sifón.

Se estima aceptable la velocidad mínima en sifones es de 0,6 m/s.

INSTALACIÓN DE VÁLVULAS

Las válvulas deberán soportar las presiones de diseño y ser instalados en cajas de concreto con tapas metálicas aseguradas para evitar su manipuleo por extraños al manejo del sistema. Las válvulas más usuales son:

- Válvula de compuerta

Se instalará al inicio de la línea para el cierre del agua en caso se requiera realizar reparaciones en la línea.

- Válvula de aire

Se utiliza para eliminar bolsones de aire en los lugares de contrapendiente, que de no eliminarse produce cavitaciones en la tubería. Se debe colocar en el punto más alto de la tubería.

- Válvulas de purga o limpia

Se utiliza en sifones, en el punto más bajo para eliminar sedimentos.

- Válvulas de retención

Se utiliza en línea de impulsión, para evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado del conducto y posibles daños a la bomba.

CAJAS DE ROMPE PRESIÓN (CRP)

Las cámaras rompe-presión deben construirse para evitar presiones elevadas, superiores a la capacidad de trabajo de las tuberías y accesorios (ver Figura 12).

Las cámaras rompe - presión permiten que la línea piezométrica en la línea de conducción disminuya a un valor igual a la presión atmosférica.

Para la localización de las cámaras rompe presión se deben seguir los siguientes criterios:
Mantener la carga máxima estática de acuerdo a la presión de trabajo del material utilizado (tuberías y accesorios).

En lugares accesibles con condiciones de suelo adecuados para la construcción.

Las condiciones que deben tomarse en cuenta para el diseño son:

Debe estar constituida por dos cámaras interconectadas por un vertedero sumergido. La primera cámara de disipación de energía debe ser igual a $\frac{2}{3}$ de la longitud total de la cámara rompe presión.

Las dimensiones de las cámaras deben ser calculadas para un tiempo de retención de 5 a 10 minutos.

La profundidad de agua respecto a la tubería de salida, debe determinarse en función a las pérdidas de carga, garantizando una abertura necesaria que permita la circulación del caudal de diseño.

El ingreso a la cámara se debe realizar mediante un chorro sumergido multidireccional.

Debe instalarse una válvula a la salida y otra de limpieza. Asimismo, debe instalarse una tubería de rebose y otra de ventilación para evitar presiones negativas.

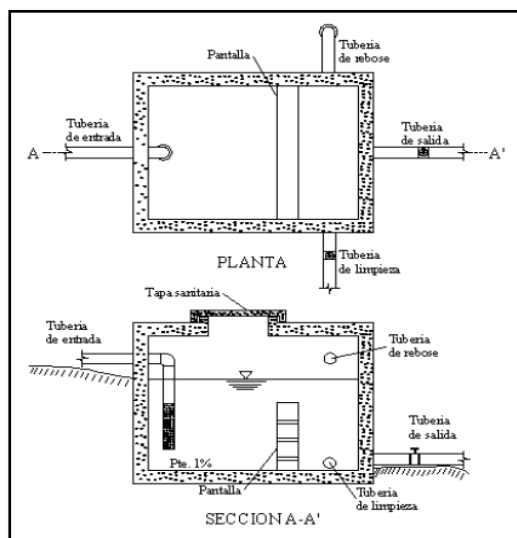


Figura 12: Cámara Rompe-presión

Fuente: Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable

LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO (CHECK – LIST)

CUADRO 02: LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO

Item	Referencia
1	Caudal de diseño a. Máximo diario con reservorio. b. Máximo horario a la red. c. Para línea de impulsión (horas/día)
2	Alineamiento del trazo a. Clasificación de suelos. b. Nivel freático. c. Cercanía de vías. d. Deslizamientos e inundaciones. e. Derechos de propiedad. f. Presiones extremas. g. Contraflechas.
3	Tubería a. Clase (s) y diámetro (mínimo 2"). b. Velocidades (mínimo 0.5 m/seg, máximo 5 m/seg.). c. Profundidad de enterrado (0.8 – 1.2 m). d. Accesorios (codos, válvulas). e. Anclajes.
4	Cajas rompe presión y válvulas
5	Construcción a. Profundidad de enterrado. b. Material de relleno clasificado. c. Ancho de zanja. d. Clasificación de suelos de excavación.

Fuente: Manual De Proyectos De Agua Potable En Poblaciones Rurales

RESERVORIO

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y tipo de reservorio. (Agüero, R; 1997).

RECOMENDACIONES DE DISEÑO

(García, E; 2009), en su texto nos indica:

TIPO DE RESERVORIO

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados.

Los elevados, que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son contruidos sobre torres, columnas, pilotes, etc.; los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son contruidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, de forma rectangular, son contruidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas).

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada.

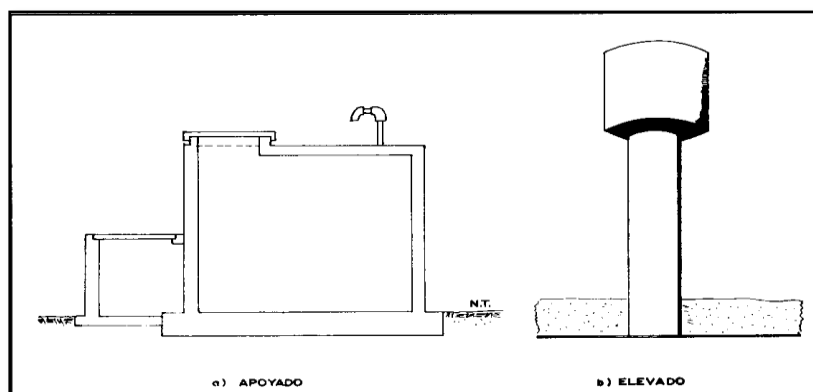


Figura 13: Tipos De Reservorio: Apoyado Y Elevado

Fuente: Manual De Proyectos De Agua Potable En Poblaciones Rurales

OBJETIVO DEL RESERVORIO

El reservorio debe cumplir los siguientes objetivos:

Suministrar el caudal máximo horario a la red de distribución.

Mantener presiones adecuadas en la red de distribución.

Tener agua de reserva en caso se interrumpa la línea de conducción.

Proveer suficiente agua en situaciones de emergencia como incendios.

CAPACIDAD DEL RESERVORIO

La capacidad de regulación, será del 15% al 20% de la demanda diaria del promedio anual, siempre que el suministro de agua de la fuente sea continuo. Si dicho suministro es por bombeo, la capacidad será del 20 a 25% de la demanda diaria del promedio anual.

FORMA

Se recomienda el diseño circular por presentar la relación más eficiente de área/perímetro.

COMPONENTES

El reservorio comprende el tanque de almacenamiento y la caseta de válvulas. El tanque de almacenamiento, debe tener los siguientes accesorios:

Tubos de entrada, salida, rebose, limpia y ventilación.

Canastilla de protección en tubo de salida.

Tubo de paso directo (by – pass) para mantener el servicio durante el mantenimiento del reservorio.

Tapa sanitaria y escaleras (externa e interna).

La caseta de válvulas, debe tener los accesorios siguientes:

Válvulas para controlar paso directo (bypass), salida, limpia y rebose, pintados de colores diferentes para su fácil identificación.

Tapa metálica con seguro para evitar su manipulación por extraños.

UBICACIÓN

La ubicación debe garantizar las presiones de diseño en la zona urbana actual y zonas de expansión.

El reservorio debe ubicarse lo más próximos a la red de distribución, sobre todo a la zona de mayor consumo. Puede darse el caso de requerirse más de un reservorio en caso de dispersión de la población, sobre todo con cotas bastante diferenciadas o varios poblados con un solo sistema de conducción.

La ubicación debe considerar la delimitación de zonas de presión, considerando básicamente las presiones admisibles de 50 mca de presión estática y de 10 mca dinámica en la red de distribución.

TIEMPO DE VACIADO DEL RESERVORIO

Se recomienda un tiempo máximo de 4 horas que depende básicamente de la carga hidráulica y diámetro del tubo de salida.

Para determinar el tiempo se usa la relación siguiente:

$$T = \frac{2S\sqrt{h}}{CA\sqrt{2g}} \dots \dots \dots (30) :$$

Donde:

T = tiempo de vaciado en segundos

S = área tanque (m²).

h = carga hidráulica (m).

C = coeficiente (0.6 – 0.65). A = área tubo desagüe (m²).

g = aceleración gravedad (9.81 m/seg.²).

LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO (CHECK – LIST)

CUADRO 03: LISTADO DE CONTROL PARA EL DISEÑO DEL RESERVORIO

Item	Referencia
1	Capacidad (0.25 máximo diario)
2	Ubicación
	a. Geología adecuada (suelos / drenaje).
	b. Próxima zona de mayor consumo.
	c. Zona alta (cota adecuada).
	d. Protección social y física
3	Tipo: Apoyado / elevado
4	Tipo de material: concreto o ferro cemento
5	Forma y dimensiones
6	Cálculos hidráulicos
7	Cálculos estructurales
	- Espesor
	- Refuerzo de acero
	- Tipo de concreto o material
8	Tiempo de vaciado del tanque (2 – 4 horas)
9	Accesorios y acabados
	a. Conexiones de entrada, salida, limpieza, rebose, by pass.
	b. Rejillas.
	c. Ventilación.
	d. Escalera externa y interna.
	e. Tapa de inspección.
	f. Protección (cerco, descarga de agua)
10	Precaución de construcción

Fuente: Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales

LÍNEA DE ADUCCIÓN

DESCRIPCIÓN GENERAL

La línea de aducción es la línea entre el reservorio y el inicio de la red de distribución. El caudal de conducción es el máximo horario.

La red de distribución, es el conjunto de líneas destinadas al suministro de agua a los usuarios, que debe ser adecuada en cantidad y calidad. En poblados rurales no se incluye dotación adicional para combatir incendios.

Los parámetros de diseño de la línea de aducción serán los mismos que para la línea de conducción excepto el caudal de diseño, que en la línea de aducción será el caudal máximo horario.

DISTRIBUCIÓN DE REDES

(Agüero, R; 1997), La distribución de redes es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al

pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la población.

Las presiones deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicios mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de las viviendas (parte alta del pueblo). También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso (parte baja).

(OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2005), en su texto nos indica:

CONSIDERACIONES GENERALES

Para el diseño de redes de distribución se deben considerar los siguientes criterios:

La red de distribución se deberá diseñar para el caudal máximo horario.

Identificar las zonas a servir y de expansión de la población.

Realizar el levantamiento topográfico incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias, públicas, comerciales e industriales; así también anchos de vías, áreas de equipamiento y áreas de inestabilidad geológica y otros peligros potenciales.

Considerar el tipo de terreno y las características de la capa de rodadura en calles y en vías de acceso.

Para el análisis hidráulico del sistema de distribución se podrá utilizar el método de Hardy Cross, seccionamiento o cualquier otro método racional.

Para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizará fórmulas racionales. En el caso de aplicarse la fórmula de Hazen William se utilizarán los coeficientes de fricción establecidos a continuación:

Fierro galvanizado 100

PVC 140

El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán: 25mm en redes principales, 20mm en ramales y 15mm en conexiones domiciliarias.

En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima del alcantarillado de aguas negras a una distancia de 1,00 m horizontalmente y 0,30 m verticalmente. No se permite por ningún motivo el contacto de las tuberías de agua potable con líneas de gas, poliductos, teléfonos, cables u otras.

En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 5m y la presión estática no será mayor de 50m.

La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0,3 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 –1,00 m/s. Por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2 m/s.

A fin de que no se produzcan pérdidas de carga excesivas, puede aplicarse la fórmula de Mougny para la determinación de las velocidades ideales para cada diámetro. Dicha fórmula aplicable a presiones a la red de distribución de 20 a 50 m.c.a. está dada por:

$$V = 1.5 * (D + 0.05)^{0.5} \dots \dots \dots (31)$$

Dónde:

V = Velocidad (m/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución de agua sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El diseño hidráulico podrá realizarse como redes abiertas, cerradas y combinadas.

Los cálculos deben realizarse tomando en cuenta los diámetros internos reales de las tuberías.

Según la forma de los circuitos, existen dos tipos de sistemas de distribución: el sistema abierto o de ramales abiertos y el sistema de circuito cerrado, conocido como malla, parrilla, etc. (Agüero, R; 1997).

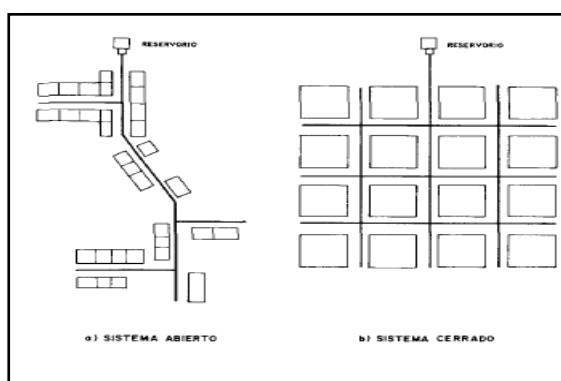


Figura 14: Tipos De Redes De Distribución

Fuente: Agua potable para poblaciones rurales, Sistema de abastecimiento por gravedad

(OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2005), en su texto nos indica:

SISTEMA ABIERTO O RAMIFICADO

El Dimensionamiento de las redes abiertas o ramificadas se realizará de acuerdo con los siguientes criterios:

Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.

La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.

Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de la tubería, éste deberá ser considerado como un nudo más.

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales.

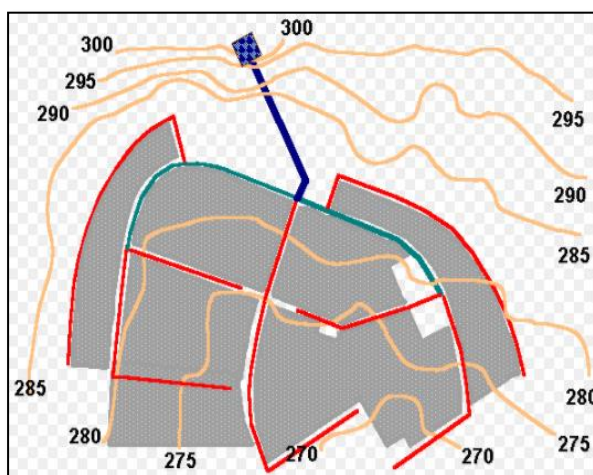


Figura 15: Sistema Abierto O Ramificado

Fuente: OPS/CEPIS – Guía para el diseño de redes de distribución

El diseño hidráulico se realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios: Darcy – Weisbach, Hazen – Williams, Flamant.

SISTEMA CERRADO

El flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones:

El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale.

La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.

Estas condiciones junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones, los cuales pueden ser resueltos por cualquiera de los métodos matemáticos de balanceo.

En sistemas anillados se admitirán errores máximos de cierre:

De 0,10 mca de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.

De 0,01 lps como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales. Las redes cerradas no tendrán anillos mayores a 1km por lado.

MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES

A) REDES CERRADAS:

Para el cálculo de los caudales se puede disponer de los siguientes métodos:

MÉTODO DE ÁREAS:

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$$Q_i = Q_u * A_i \dots \dots \dots (32)$$

Dónde:

Q_i = caudal unitario superficial (l/s/ha)

Q_u = caudal en el nudo “i” (l/s)

A_i = área de influencia del nudo “i” (ha)

A_t = superficie total del proyecto (ha)

MÉTODO DE DENSIDAD POBLACIONAL:

Este método considera la población por área de influencia de cada nudo. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector del área de proyecto

El caudal por nudo será:

$$Q_i = Q_p * P_i \dots \dots \dots (33)$$

Donde el caudal unitario poblacional se calcula por:

$$Q_i = \frac{Q_t}{P_i} \dots \dots \dots (34)$$

Dónde:

Q_p = caudal unitario superficial (l/s/ha)

Q_t = caudal total o caudal máximo horario para la totalidad de la población (l/s)

Q_i = caudal en el nudo “i” (l/s)

P_t = población total del proyecto (hab.)

P_i = población del área de influencia del nudo “i” (hab.).

MÉTODO DE LA LONGITUD UNITARIA:

Por este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre la longitud total de la red.

Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar en caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente.

Entonces:

$$Q_i = Q_p * P_i \dots \dots \dots (35)$$

Dónde:

$$q = Q_{mh} * L_t \dots \dots \dots (36)$$

q= caudal unitario por metro lineal de tubería (l/s/m)

Qi= caudal en el tramo “i” (l/s)

Qmh = caudal máximo horario (l/s)

Lt= longitud total de la tubería del proyecto (m)

Li= longitud del tramo “i” (m).

MÉTODO DE LA REPARTICIÓN MEDIA:

Consiste en la determinación de los caudales en cada tramo del sistema, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos.

Por lo tanto, el caudal en un nudo, será la suma de los caudales de los tramos medios adyacentes.

El caudal de cada tramo puede ser calculado por el método de longitud unitaria

MÉTODO DEL NÚMERO DE FAMILIAS

Por este método se calcula un caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre el número total de familias de la población.

El caudal en el nudo será, el número de familias en su área de influencia, multiplicando por el unitario.

$$Q_n = Q_u * N_{fn} \dots \dots \dots (37)$$

Dónde:

$$Q_u = Q_{mh} / N_{fn}$$

Qu = caudal unitario (l/s/fam.)

Qn = caudal en el nudo “n” (l/s)

Qmh= caudal máximo horario (l/s)

nf = número total de familias (m)

Nfn= número de familias en el área de influencia del nudo “n”.

COMPONENTES DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

VÁLVULAS DE SECCIONAMIENTO

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento en una red de distribución se determinan con la finalidad de poder aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de esta. Mientras mayor número de válvulas se tenga en la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costoso el proyecto.

VÁLVULAS DE PURGA DE LODOS

Las válvulas de purga de lodos se ubicarán en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberán considerar sistemas de purga.

VÁLVULAS REDUCTORAS DE PRESIÓN

Las válvulas reductoras de presión reducen automáticamente la presión del agua debajo de las mismas, hasta un valor prefijado. En los casos en que no se pueda acceder a una válvula reductora de presión se puede optar por el uso de una cámara rompe-presión.

CÁMARA DE VÁLVULAS.

Todas las válvulas deberán contar con cámara de válvulas para fines de protección, operación y mantenimiento. Las dimensiones de la cama deberán permitir la operación de herramientas y otros dispositivos alojados dentro de la misma.

CÁMARAS ROMPE PRESIÓN

En la instalación de una cámara rompe presión debe preverse de un flotador o regulador de nivel de aguas para el cierre automático una vez que se encuentre llena la cámara y para periodos de ausencia de flujo.

ANCLAJES

Se instalarán anclajes de seguridad (hormigón simple, ciclópeo, etc) en los siguientes casos:

En las tuberías expuestas a la intemperie que requieran estar apoyadas en soporte o adosadas a formaciones naturales de roca.

En los cambios de dirección tanto horizontales como verticales de tramos enterrados o expuestas, siempre que el cálculo estructural lo amerite.

En tuberías colocadas en pendiente mayores a 60 grados respecto a la horizontal.

Los anclajes más comunes son para curvas horizontales y verticales, tees y terminaciones de tubería.

CONEXIONES DOMICILIARIAS

(Magne, F; 2008): Los componentes mínimos para una conexión domiciliaria son:

Sistema de conexión a la tubería de distribución.

Tubería de conexión.

Válvula de cierre antes y después del medidor.

Medidor de caudales.

Accesorios y piezas de unión que posibiliten y faciliten su instalación.

Caja de protección del sistema de medición y control con su cierre correspondiente (ver Figura 16).

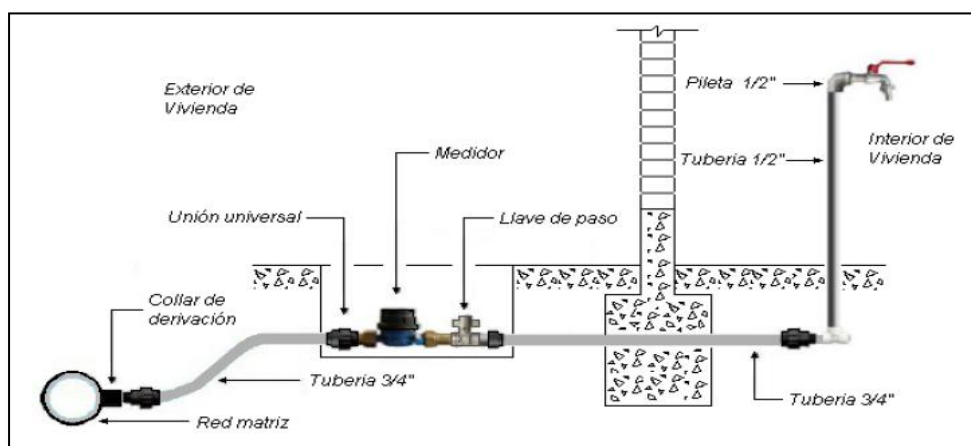


Figura 16: Conexiones Domiciliarias Tipo

Fuente: "Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria",

Conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de $\frac{1}{2}$ " o $\frac{3}{4}$ " para usuarios domésticos. Para usuarios con propósitos comerciales, industriales, sociales (escuelas) y oficiales (cuarteles) deberán adoptarse diámetros mayores en conformidad al caudal requerido.

MEDIDORES DE AGUA POTABLE

Pueden ser de dos tipos:

Medidores domiciliarios o micromedidores: cuando se emplean para medir el caudal empleado por la conexión de algún suscriptor o abonado (ver Figura 17)

Medidores de alto caudal o macromedidores: empleados para medir los caudales que se producen en los sistemas de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento o circuitos hidráulicos en las redes de distribución. Todo diseño de proyecto, debe en lo

posible (técnica y económicamente), prever la instalación de micromedidores para el control del consumo del agua. Los micromedidores preferentemente deberán estar instalados fuera de la propiedad privada y protegidos mediante una caja metálica o de hormigón.

Los macromedidores deben considerarse en poblaciones mayores a 2.000 habitantes a fin de disponer de datos de control para evaluar consumos y pérdidas en la red.

Los tipos de macromedidores a emplearse para poblaciones menores a 10.000 habitantes podrán ser: Convencionales, con sistema de relojería plástica o de aluminio.

Diferenciales, con sistema de medición a través de un micromedidor en paralelo a una tubería Venturi calibrada.

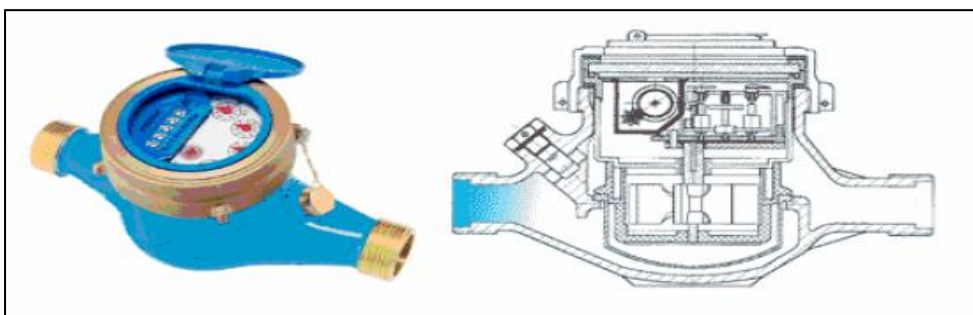


FIGURA 17: MICROMEDIDOR DOMICILIARIO

Fuente: “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria”

PILETAS PÚBLICAS

Las piletas públicas deben ser proyectadas solamente en caso de que el caudal de la fuente es insuficiente o en caso de que la dispersión de la comunidad no obligue por razones económicas (ver Figura 18).

Las piletas públicas deben estar ubicadas lo más cerca al mayor número posible de viviendas.

Deben ser fácilmente accesibles a los usuarios y estar protegidas del tráfico vehicular. La distancia a la vivienda más lejana no debe exceder los 200 m.

Las piletas públicas deben estar ubicadas lo más cerca al mayor número posible de viviendas.

Deben ser fácilmente accesibles a los usuarios y estar protegidas del tráfico vehicular. La distancia a la vivienda más lejana no debe exceder los 200 m.



FIGURA 18: PILETA PÚBLICA

Fuente: “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria”

FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al tanque de almacenamiento, motivará diversas formas de suministro de agua a la red de agua potable.

DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red (ver Figura 19).

DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO DIRECTO A LA RED

La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red (ver Figura 20).

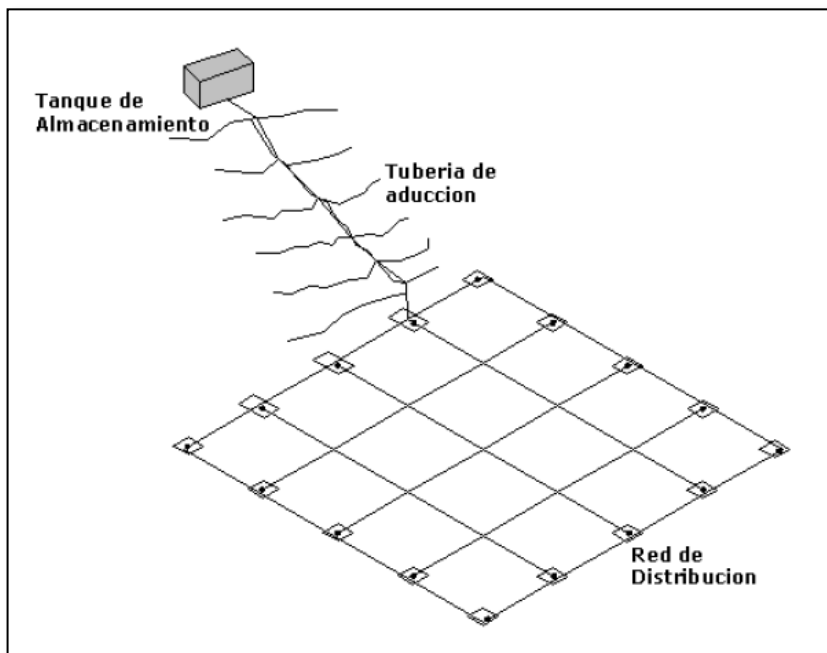


FIGURA 19: DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD

Fuente: “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria”

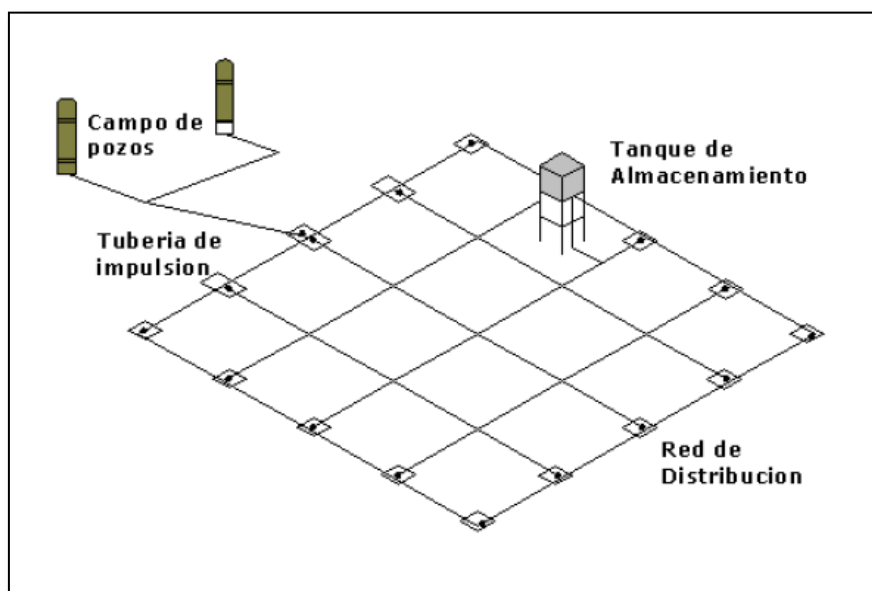


FIGURA 20: DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO

Fuente: “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria”

MARCO CONCEPTUAL: TERMINOLOGÍA BÁSICA

Para tener una interpretación uniforme presento un vocabulario en el que figuren términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

SISTEMA

Del latín “sistema” que significa un conjunto de partes o elementos organizados y relacionados que interactúan entre sí para lograr un objetivo. Los sistemas reciben (entrada) datos, energía o materia del ambiente y proveen (salida) información, energía o materia.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Conjunto de componentes hidráulicos e instalaciones físicas que son accionadas por procesos operativos, administrativos y equipos necesarios desde la captación hasta el suministro del agua mediante conexión domiciliaria, para un abastecimiento convencional cuyos componentes cumplan las normas de diseño del ministro de vivienda construcción y saneamiento. (RCA; 2011)

AGUA POTABLE

Agua apta para el consumo humano que puede ser consumida sin restricción para beber o preparar alimentos. (RCA; 2011).

CALIDAD DE AGUA

Características físicas, químicas, y bacteriológicas del agua que la hacen aptas para el consumo humano, sin implicancias para la salud, incluyendo apariencia, gusto y olor. (RCA; 2011).

PARÁMETROS ORGANOLÉPTICOS

Son los parámetros físicos, químicos y/o microbiológicos cuya presencia en el agua para consumo humano pueden ser percibidos por el consumidor a través de su percepción sensorial. (RCA; 2011).

CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL

El consumo promedio anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s). (Agüero, R; 1997).

CONSUMO MÁXIMO DIARIO

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año; mientras que el consumo máximo

horario, se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. (Agüero, R; 1997).

SEDIMENTACIÓN

Proceso de depósito y asentamiento por gravedad de la materia en suspensión en el agua. (OPS/CEPIS/UNATSABAR; 2005).

FILTRACIÓN

La filtración consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que escurre a través de un medio poroso. En general, la filtración es la operación final de clarificación que se realiza en una planta de tratamiento de agua y, por consiguiente, es la responsable principal de la producción de agua de calidad coincidente con los estándares de potabilidad. (Maldonado, V; 2005).

MARCO HISTÓRICO

El agua y saneamiento son factores importantes que contribuyen a la mejora de las condiciones de vida de las personas.

Lamentablemente, no todos tenemos acceso a ella. Las más afectadas son las poblaciones con menores ingresos. Según revelan cifras actuales, en el Perú existen 7.9 millones de pobladores rurales de los cuales 3 millones (38%) no tienen acceso a agua potable y 5.5 millones (70%) no cuentan con saneamiento. Consecuencias negativas sobre el ambiente y la salud de las personas y, en los niños y niñas el impacto es tres veces mayor.

En el futuro esta situación se agravará. Para el 2025 se prevé la escasez de agua en 48 países y uno de ellos es el Perú. Recibimos una debilidad histórica de los años 1990 al 2002 por los limitados recursos económicos y el lento aprendizaje de parte de los diferentes gobiernos. No se entendió la importancia del tema de agua y saneamiento y no se abordó de manera integral el componente educativo y el fortalecimiento organizacional de los modelos de gestión comunitaria.

Ante esta debilidad histórica, fueron principalmente las ONGs y las entidades de cooperación al desarrollo, las que implementaron proyectos que llenaban estos vacíos y en la práctica hicieron incidencia en las políticas de intervención.

En los últimos 5 años y con el financiamiento del Banco Mundial, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento a través del Programa Nacional de Agua Potable y Saneamiento Rural (PRONASAR), viene implementando masivamente proyectos de agua y saneamiento con Operadores Regionales. Dentro de sus actividades incorpora los componentes de Infraestructura, Educación Sanitaria, Gestión de las Juntas

Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) y fortalecimiento a la unidad técnica municipal (UTM).

En el caso de comunidades rurales que se encuentran aisladas geográficamente, es necesario evaluar alternativas de diseño y analizar costos, tomando en cuenta la condición de difícil acceso. (AGÜERO, R; 1997).

2.6. HIPÓTESIS A DEMOSTRAR

El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento agua potable permite contar con un servicio eficiente para satisfacer las necesidades básicas de la población en las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo del distrito de Zapatero y Cuñumbuque, Provincia de Lamas, Región San Martín".

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES

Para el siguiente trabajo se ha utilizado:

3.1.1. RECURSOS HUMANOS

El asesor. Es el que orienta y coordina el desarrollo de la metodología de la investigación de este trabajo para llegar a los objetivos planteados.

El Tesista. Es el encargado de desarrollar el proyecto de investigación manejando todos los procesos que intervienen en el desarrollo, coordinando constantemente con el asesor y el personal del laboratorio para llegar a la conclusión de objetivos trazado.

Colaboradores:

Municipalidad Distrital de Zapatero y Cuñumbuque.

Autoridades en la zona de estudio.

3.1.2. RECURSOS MATERIALES

Libreta de campo: Se utilizó ese recurso para escribir y dibujar las observaciones hechas en campo, bosquejos, mapas o esquemas a mano alzada sobre la investigación en cuestión.

Lápiz HB: Para hacer todas las notaciones o dibujos observados en campo.

Pintura: para los BMs, para el replanteo del levantamiento topográfico.

3.1.3. RECURSOS DE EQUIPOS

01 nivel de Ingeniero: Para el levantamiento topográfico del área donde se realizará el proyecto de investigación.

02 mira: Parte del equipo topográfico.

Computadora: Para la elaboración del presente estudio en el área de gabinete.

Impresora: Para impresión de los documentos que conforman el presente estudio.

Calculadora científica: Se usó la calculadora para el proceso de cálculo.

3.1.4. OTROS RECURSOS

En la elaboración del presente trabajo de investigación se utilizaron los siguientes materiales y equipos de gabinete:

Material Bibliográfico: Libros de especialidad (CEPIS) referente al tema.

Cámara fotográfica.

Material de escritorio: CD-R, papel A-4, impresora, etc.

Software de cómputo: Microsoft office (Word, Excel, PowerPoint), AutoCAD.

Hardware: Computadora hp inter Core i5

Plotter: HP 100 series.

3.2. METODOLOGÍA

3.2.1. UNIVERSO, MUESTRA Y POBLACIÓN

El universo y la muestra son el mismo y está compuesto por la población de las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, debido a que el proyecto de tesis es meramente básico y aplicativo, la muestra y la población son las mismas las que nos servirán como herramientas de cálculo para la población futura.

3.2.2. SISTEMA DE VARIABLES

VARIABLES INDEPENDIENTES.

Diseño Definitivo del Sistema de Agua Potable

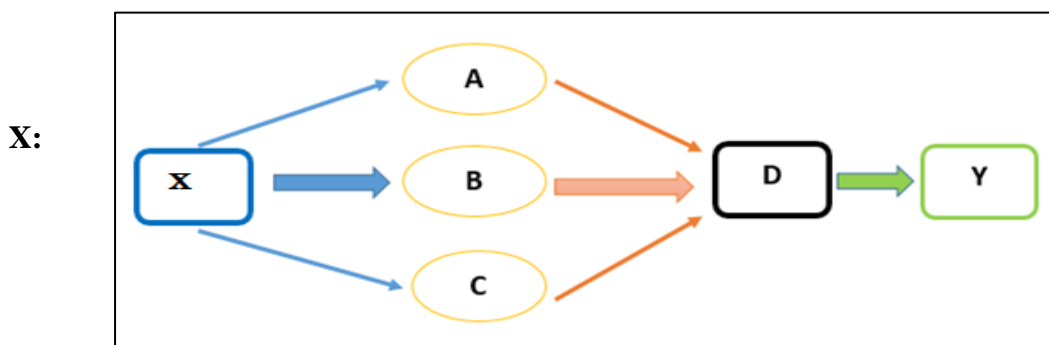
VARIABLE DEPENDIENTE.

Servicio eficiente para satisfacer las necesidades básicas de la población en las localidades.

3.2.3. DISEÑO EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación se realizará en gabinete y en campo.

El diseño de investigación tiene el siguiente esquema:



Situación inicial problemática que requiere la intervención de estudio.

A: Aplicación teórica para el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable.

B: Aplicación de trabajos de topografía.

C: Estudios adicionales para complementar la información.

D: Estudios de compatibilidad de alternativas que respaldarán la toma de decisiones para definir el mejor sistema de solución.

Y: Resultado de la investigación que presenta la validación de la hipótesis enunciada, servicio eficiente para satisfacer la demanda de agua potable de la población.

3.2.4. DISEÑO DE INSTRUMENTOS

Fuentes Técnicas e Instrumentos de Selección de Datos.

En cuanto a los instrumentos de selección de datos no existe un instrumento específico dado que la investigación no es experimental, pero si la utilización de equipos de topografía y tomas de datos referenciales respecto a la caracterización del agua.

Fuentes Técnicas:

Asesoramiento Profesional especializado.

Levantamiento topográfico.

Información de textos.

Fuentes Informantes:

Municipalidad Distrital de Zapatero y Cuñumbuque.

Puesto de salud de las localidades.

Autoridad local del agua.

Técnicas Estadísticas

Se plantea una investigación del tipo:

Básica y aplicada, busca actuar y modificar una realidad problemática.

3.2.5. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Luego de recopilar la información se empezó al procesamiento de los datos en forma computarizada, empleando programas de ingeniería, como el programa de dibujo automatizado AutoCAD, programa de procesamiento de redes de distribución WaterCad v8i, hojas de cálculo en el programa Microsoft Excel y el programa de textos Microsoft Word utilizando fórmulas necesarias expuestas en el marco teórico.

CÁLCULO DE PARÁMETROS DE DISEÑO:

PERIODO DE DISEÑO:

El diseño de un sistema de agua potable, se proyecta para que sirva a una población mayor a la existente en el momento de realizar la construcción, la población mayor es fijada para un espacio de tiempo denominado periodo de diseño.

Consecuentemente, el periodo de diseño se puede definir como el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema. La eficiencia de las obras determina que se tome en cuenta en el periodo de diseño aspectos que se anotan a continuación:

Vida útil de las tuberías, válvulas y estructuras que componen un sistema de agua potable, considerando su antigüedad, desgaste y grado de conservación.

Posibilidades técnicas y costos de las ampliaciones, remoción y/o adición de obras.

Crecimiento de la población en relación a cambios socio-económicos.

Por lo que se recomienda que los sistemas de abastecimiento de agua potable se proyecten para periodos de diseño entre 15 y 20 años, dependiendo su variación del tamaño de las ciudades, características socio-económicas de las mismas y capacidad de pago de los usuarios. Por lo cual el periodo de diseño para el presente proyecto será de 20 años.

Año de Inicio= 2018

Año Límite = 2038

POBLACIÓN DE DISEÑO:

Para el cálculo de la población futura se ha utilizado el método aritmético, por ser el método que se ajusta para zonas rurales y el que nos recomienda el ministerio de construcción y saneamiento, utilizando la expresión:

Localidad Huimba la Muyuna

**CUADRO 4: DATOS CENSALES DE LA POBLACIÓN Y VIVIENDA –
LOCALIDAD DE HUIMBA LA MUYUNA**

AÑO	POBLACIÓN (HUIMBA LA MUYUNA)
2009	150
2014	270

Fuente: Censos nacionales de la población y vivienda – INEI

MÉTODO ARITMÉTICO

$$P_f = Pa * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right) \dots \dots \dots (01)$$

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1 \dots \dots \dots (02)$$

Dónde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

t: Periodo de diseño (20 años)

Cálculo de la tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1 \dots \dots \dots (02)$$

Año	Población	R
2009	150	
2014	270	2.02%
	$r_{promedio} =$	2.02%

Considerando un crecimiento con el MÉTODO ARITMÉTICO (por la fórmula 01), la población futura en la localidad de Huimba la Muyuna será:

Año	Aritmético (hab.)
2009	150
2014	270
2017	287
2018	293
2019	299
2020	305
2021	311
2022	317
2023	323
2024	330
2025	336
2026	343
2027	350
2028	356
2029	363
2030	370
2031	377
2032	384
2034	392
2035	399
2036	407
2037	415
2038	423

Localidad De Pucacaca del Río Mayo

**CUADRO 05: DATOS CENSALES DE LA POBLACIÓN Y VIVIENDA -
LOCALIDAD DE PUCACACA DEL RÍO MAYO**

AÑO	POBLACIÓN (PUCACACA DEL RÍO MAYO)
1993	484
2007	556

Fuente: Censos nacionales de la población y vivienda – INEI

MÉTODO ARITMÉTICO

Cálculo de la tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right) \dots \dots \dots (01)$$

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1 \dots \dots \dots (02)$$

Año	Población	r
1993	484	
2014	556	1.00%
	$r_{promedio} =$	1.00%

Considerando un crecimiento con el MÉTODO ARITMÉTICO (por la fórmula 01), la población futura en la localidad de Pucacaca del Río Mayo será:

Año	Aritmético (hab.)
2007	556
2015	600
2016	606
2017	612
2018	617
2019	623
2020	628
2021	634
2022	639
2023	645

2024	651
2025	656
2026	662
2027	667
2028	673
2029	678
2030	684
2031	689
2033	695
2034	701
2035	706
2036	712
2037	717
2038	723

Localidad Santa Ana del Rio Mayo

CUADRO 06: DATOS CENSALES DE LA POBLACIÓN Y VIVIENDA – LOCALIDAD DE SANTA ANA DEL RÍO MAYO

AÑO	POBLACIÓN (SANTA ANA DEL RÍO MAYO)
2009	149
2014	242

Fuente: Censos nacionales de la población y vivienda – INEI

MÉTODO ARITMÉTICO

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right) \dots \dots \dots (01)$$

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1 \dots \dots \dots (02)$$

Dónde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

t: Periodo de diseño (20 años)

Calculo de la tasa de crecimiento poblacional porcentual anual

$$r = \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{1/(T_f - T_i)} - 1 \dots \dots \dots (02)$$

Año	Población	R
2009	149	
2014	242	2.02%
	$r_{promedio} =$	2.02%

Considerando un crecimiento con el MÉTODO ARITMÉTICO (por la fórmula 01), la población futura en la localidad de Santa Ana del Río Mayo será:

Año	Aritmético (hab.)
2009	149
2014	242
2017	287
2018	295
2019	299
2020	305
2021	311
2022	317
2023	323
2024	330
2025	336
2026	343
2027	350
2028	356
2029	363
2030	370
2031	377
2032	384
2034	392
2035	399
2036	407
2037	428
2038	443

DOTACIÓN Y CAUDAL DE DISEÑO

El consumo de agua doméstico, en el ámbito rural, en base a recomendaciones normativas de litros/habitante/día (dotación). Dependiendo del sistema de disposición de excretas, puedes tener en consideración estos valores:

Tabla 16:

DOTACIÓN DE AGUA POTABLE EN ZONAS RURALES

Región geográfica	Consumo de agua domestico, dependiendo del Sistema de disposición de excretas utilizado	
	Letrinas sin arrastre hidráulico	Letrinas con arrastre hidráulico ¹⁰
Costa	50 a 60 l/h/d	90 l/h/d
Sierra	40 a 50 l/h/d	80 l/h/d
Selva	60 a 70 l/h/d	100 l/h/d

Fuente: Guía para la elaboración de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento del Programa Nacional de Saneamiento Rural – PNSR.

Localidad de Huimba la Muyuna

Dotación= 100 lts/hab/día.

Consumo de producción (Qm)

$$Q_{m1} = \text{demanda de consumo} + \text{Perdida}$$

$$Q_{m1} = \frac{\frac{P_f \times \text{dotacion}(d)}{86400}}{1 - \% \text{perdida}}$$

Donde:

Pérdida = Pérdidas reales de agua potable producida pero no utilizada. Puede ser resultado de:

Fugas en las tuberías.

Rebose no controlado en los reservorios.

Agua utilizada para limpieza de las unidades de la planta de tratamiento, otros.

Para el proyecto se ha asumido el 15% de pérdidas de agua, de tal forma de ser conservador para la producción del agua.

$$Q_{m1} = \frac{\frac{423 \times 100}{86400}}{1 - 0.15}$$

$$Q_{m1} = 0.58 \text{ lts /seg}$$

Con estos valores de consumos, calculados los valores para los caudales asumiendo factores de consumo: K1 = 1.30, para el caudal máximo diario y K2 = 2.00 para el caudal máximo horario, obteniendo los siguientes valores:

Caudal Máximo Diario (Qmd)

$$Q_{md1} = Q_m * 1.3$$

$$Q_{md1} = 0.58 * 1.30$$

$$Q_{md1} = 0.75 \text{ lts/seg}$$

Caudal Máximo Horario (Qmh)

$$Q_{mh1} = Q_m * 2.00$$

$$Q_{mh1} = 0.75 * 2.00$$

$$Q_{mh1} = 1.50 \text{ lts/seg}$$

Localidad de Pucacaca del Río Mayo

Dotación= 100 lts/hab/día.

Consumo de producción (Qm)

$$Q_{m2} = \text{demanda de consumo} + \text{Pérdida}$$

$$Q_{m2} = \frac{\frac{P_f \times \text{dotacion}(d)}{86400}}{1 - \% \text{perdida}}$$

Dónde:

Pérdida = Pérdidas reales de agua potable producida pero no utilizada. Puede ser resultado de:

$$Q_{m2} = \frac{\frac{723 \times 100}{86400}}{1 - 0.15}$$

$$Q_{m2} = 0.98 \text{ lts /seg}$$

Caudal Máximo Diario (Qmd)

$$Q_{md2} = Q_m * 1.30$$

$$Q_{md2} = 0.98 * 1.30$$

$$Q_{md2} = 1.28 \text{ lts/seg}$$

Caudal Máximo Horario (Qmh)

$$Q_{mh2} = Q_m * 2.00$$

$$Q_{mh2} = 0.98 * 2.00$$

$$Q_{mh2} = \mathbf{1.97 \text{ lts/seg}}$$

Localidad de Santa Ana del Río Mayo

Dotación= 100 lts/hab/día.

Consumo de producción (Qm)

$$Q_{m1} = \text{demanda de consumo} + \text{Pérdida}$$

$$Q_{m1} = \frac{\frac{P_f \times \text{dotacion}(d)}{86400}}{1 - \%perdida}$$

Dónde:

Pérdida = Pérdidas reales de agua potable producida pero no utilizada. Puede ser resultado de:

Fugas en las tuberías.

Rebose no controlado en los reservorios.

Agua utilizada para limpieza de las unidades de la planta de tratamiento, otros.

Para el proyecto se ha asumido el 15% de pérdidas de agua, de tal forma de ser conservador para la producción del agua.

$$Q_{m1} = \frac{\frac{873 \times 100}{86400}}{1 - 0.15}$$

$$Q_{m1} = \mathbf{1.19 \text{ lts /seg}}$$

Con estos valores de consumos, calculados los valores para los caudales asumiendo factores de consumo: K1 = 1.30, para el caudal máximo diario y K2 = 2.00 para el caudal máximo horario, obteniendo los siguientes valores:

Caudal Máximo Diario (Qmd)

$$Q_{md1} = Q_m * 1.30$$

$$Q_{md1} = 1.19 * 1.30$$

$$Q_{md1} = \mathbf{1.55 \text{ lts/seg}}$$

Caudal Máximo Horario (Qmh)

$$Q_{mh1} = Q_m * 2.00$$

$$Q_{mh1} = 1.19 * 2.00$$

$$Q_{mh1} = 2.37 \text{ lts/se}$$

CÁLCULO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CAPTACIÓN

Características del río

Caudal máximo - épocas de máximas avenidas.

$$Q_{max} = 1500.00 \text{ lts/seg.}$$

Caudal mínimo - época de estiaje

$$Q_{min} = 30.00 \text{ lts/seg.}$$

Ancho del río (B)

$$B=4.35\text{m}$$

Profundidad (H)

$$H=0.30\text{m}$$

Pendiente (S)

$$S=13\%$$

rugosidad (n)

$$n=0.25 - \text{suelo tipo SM} - \text{SC}$$

Características de tuberías de conducción

$$Q_{md} = 2.83 \text{ lts/seg}$$

Altura de barraje

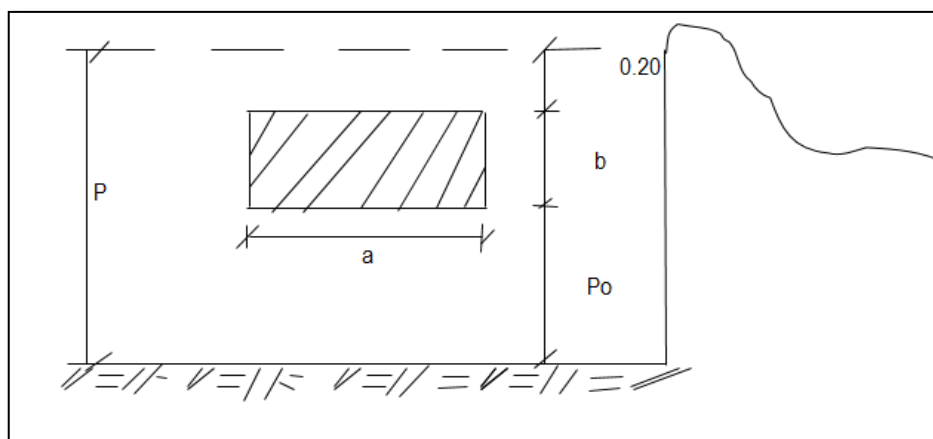
Ancho estable del río (A_e)

$$A_e = 4.35\text{m}$$

Altura de nivel de agua (H_e)

$$H_e = 0.50 \text{ m}$$

Diseño de la ventana de captación



Caudal de diseño

Se aumenta 20% al Q_{md} considerando la pérdida de carga en la rejilla

$$Q_d = Q_{md}/0.80$$

$$Q_d = 2.83/0.80$$

$$Q_d = 3.54 \text{ lts/seg}$$

$$\therefore Q_d = 0.0035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Altura del suelo a rejilla

$$P_o = 1.50 D_{m\acute{a}x} + h_s$$

Diámetro máximo de roca suelta en el lecho de la quebrada

$$D_{max.} = 0.10 \text{ m}$$

Altura de seguridad (h_s)

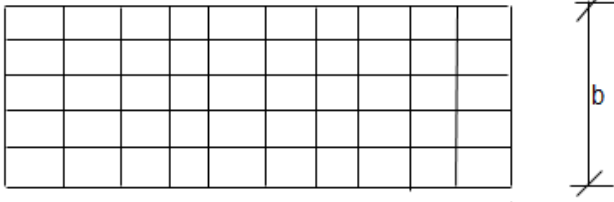
$$h_s = 0.15 \text{ m}$$

Reemplazando tenemos

$$P_o = 1.50 * 0.10 + 0.15$$

$$P_o = 0.30 \text{ m}$$

Dimensionamiento de la ventana cuando trabaja como vertedero



$$Q = C_d * a * b^{3/2}$$

Coefficiente de descarga (C_d) (cresta aguda)

$$C_d = 1.84$$

Ancho de la ventana (a)

Altura de la ventana (b)

Reemplazando tenemos:

$$0.00354 = 1.84 * a * b^{3/2}$$

Por tanteo tenemos:

Ancho (a) m	Altura (b) m
0.50	0.025
0.40	0.028
0.30	0.035
0.20	0.045
0.10	0.072

Medidas adoptadas:

$$a=0.10$$

$$b=0.10$$

Ancho del Barraje (L)

$$b = B - \text{ancho de compuerta}$$

$$b = 4.35 - 0.50$$

$$b = 3.85 \text{ m}$$

Altura de barraje (P)

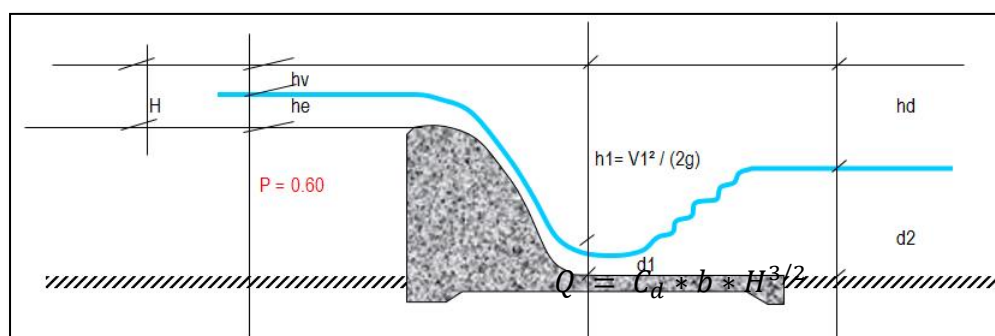
$$P = P_o + b + 0.20$$

$$P = 0.30 + 0.10 + 0.20$$

$$P = 0.60 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta del barraje (H)

Como consideramos que el barraje funciona como vertedero, empleamos la siguiente formula:



Despejando H, tenemos:

$$H = \left(\frac{Q_{max}}{C_d * b} \right)^{2/3}$$

Donde:

$$Q_{max}=1500 \text{ l/s (épocas de máximas avenidas)}$$

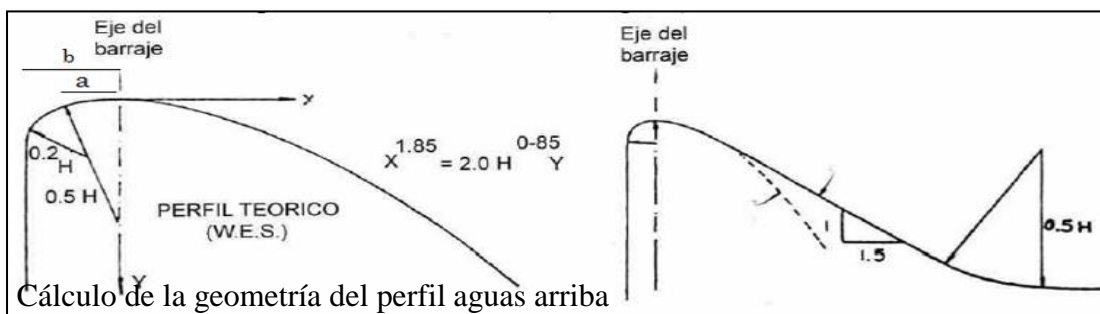
$C=2.00$ (para vertedero rectangular)

$b=3.85$ (ancho del barraje)

$$H = \left(\frac{1500}{2 * 3.85} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.34 \text{ m} \quad \therefore H = 0.40 \text{ m}$$

Geometría del perfil del barraje



$$H=0.34$$

$$a=0.175 \quad H_a=0.06 \text{ m}$$

$$b=0.282 \quad H_b=0.10 \text{ m}$$

$$R_1=0.500H \quad R_1=0.17 \text{ m}$$

$$R_2=0.200H \quad R_2=0.07 \text{ m}$$

Cálculo de la geometría del perfil aguas abajo

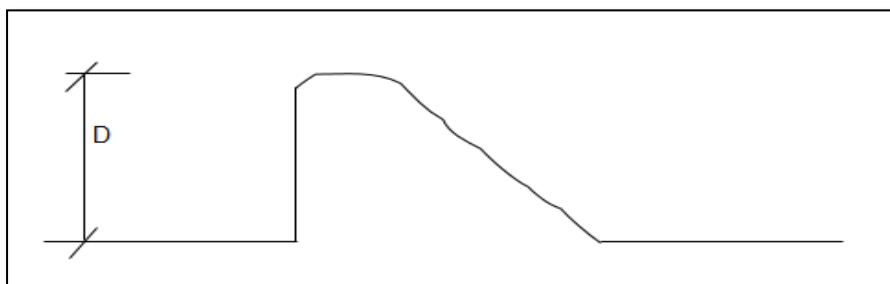
$$X^{1.85} = 2H^{0.85} Y \quad (\text{Por ser la pared vertical aguas abajo})$$

$$X^{1.85} = 0.79Y$$

$$X = 0.57 Y^{1/1.85} \quad \dots \dots \dots (a)$$

Tabulación de valores de ecuación (a)

X(m)	Y(m)
0.10	0.22
0.20	0.31
0.30	0.39
0.40	0.46
0.50	0.52



Se sugiere que $D = P + 0.20$

$$D = 0.60 + 0.20$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

Debe cumplir:

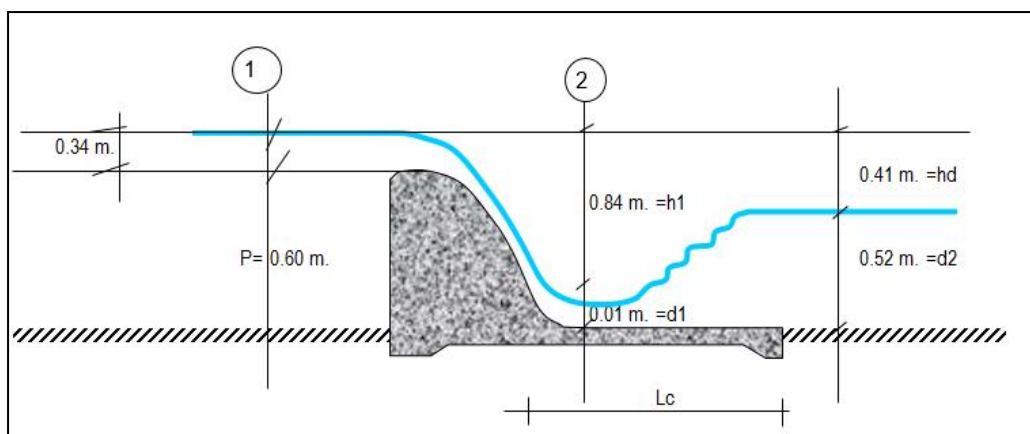
$$\frac{H}{D} < 45$$

$$\frac{0.34}{0.80} < 45$$

$$0.43 < 45 \dots \dots \dots ok$$

Longitud del colchón disipador (L_c)

$$L_c = 4 * (d_2 - d_1) \dots \dots \dots (1)$$



Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2

$$P + H = d_1 + h_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \dots \dots \dots (a)$$

$$V_1 = \frac{Q_{max}}{d_1 * L} \dots \dots \dots (b)$$

Remplazando ecuación (b) en (a) y luego en la fórmula 1, tenemos

$$P + H = d_1 + \left[\frac{\left(\frac{Q_{max}}{d_1 * L} \right)^2}{2g} \right]$$

La siguiente ecuación:

$$1.00d_1^3 - 0.94d_1^2 + 0.00774 = 0$$

Tanteo debe cumplir = 0

d_1	$y =$
0.000	0.0077
0.010	0.0076
0.020	0.0074
0.030	0.0069
0.040	0.0063
0.050	0.0055
0.060	0.0046
0.070	0.0035
0.080	0.0023
0.096	0.000

$$V_1 = 4.06 \text{ m/s}$$

$$h_1 = 0.84 \text{ m}$$



Calculo del tirante conjugado d_2

$$N^{\circ}F^{\circ} = \frac{V_1}{\sqrt{g * d_1}}$$

$$N^{\circ}F^{\circ} = \frac{4.06}{\sqrt{9.81 * 0.096}}$$

$$N^{\circ}F^{\circ} = 4.18$$

$$\frac{d_2}{d_1} = 0.5 * [(1 + 8N^{\circ}F^{\circ 2})^{0.5} - 1]$$

$$\frac{d_2}{d_1} = 0.5 * \left[\sqrt{1 + 8(4.18)^2} - 1 \right]$$

$$d_2 = 5.43 * d_1$$

$$d_2 = 5.43 * 0.096$$

$$d_2 = \mathbf{0.52 \text{ m}}$$

Reemplazando en ecuación (1)

$$L_c = 4 * (d_2 - d_1) \dots \dots \dots (1)$$

$$L_c = 4 * (0.52 - 0.096)$$

$$L_c = 1.70 \text{ m}$$

$$\therefore L_c = \mathbf{1.70 \text{ m}}$$

Enrocado de protección o escollera (Le)

Longitud Recomendada es:

$$Le = L'' - L_c$$

$$Le = \left(0.642 * c * \sqrt{H' * q} \right) - L_c$$

$$Le = \left(0.642 * c * \sqrt{(P + H) * \frac{Q_{max}}{L}} \right) - L_c$$

$$Le = \left(0.642 * 6.00 * \sqrt{(0.60 + 0.34) * \frac{1.50}{3.85}} \right) - 1.70$$

$$Le = 0.63 \text{ m}$$

$$\therefore Le = \mathbf{1.00 \text{ m}}$$

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

SEDIMENTADOR DE FLUJO HORIZONTAL

Dimensionamiento de la unidad

Caudal de diseño del sedimentador: Q_d

Caudal máximo diario de Santa Ana del Río Mayo (Q_{md1}) = 1.55 l/s

Caudal máximo diario de Huimba la Muyuna (Q_{md2}) = 1.28 l/s

$$Q_d = Q_{md1} + Q_{md2}$$

$$Q_d = \mathbf{2.83 \text{ l/seg.}}$$

Número de Naves (N)

$$N = \mathbf{1 \text{ unidad.}}$$

Tasa de desbordamiento (R)

- Comprendida entre 10 -15 m³/m²/dia

$$\mathbf{R=15\ m^3/m^2 \times dia}$$

Velocidad de sedimentación (V_s)

$$V_s = \frac{R}{86400}$$

$$V_s = \frac{15}{86400}$$

$$\mathbf{V_s = 0.00017m/s}$$

Área superficial de la unidad (A_s)

$$A_s = \frac{Qd * 864}{R * 10}$$

$$A_s = \frac{2.83 * 864}{15 * 10}$$

$$\mathbf{A_s = 16.30\ m^2}$$

Ancho de la unidad (B)

$$\mathbf{B=2.40\ m}$$

Longitud de la zona de sedimentación (L₂)

$$L_2 = \frac{A_s}{B}$$

$$L_2 = \frac{16.30}{2.40}$$

$$\mathbf{L_2 = 6.80\ m}$$

Distancia entre cortina y pared de entrada (L₁)

Se recomienda ubicar una pantalla perforada entre 0.60 – 1.00m de distancia de la pared de entrada

$$\mathbf{L_1 = 0.80\ m}$$

Longitud total de la unidad (L)

$$L = L_2 + L_1$$

$$L = 6.80 + 0.80$$

$$\mathbf{L = 7.60\ m}$$

Relación: largo / ancho (L/B)

- Se recomienda entre 3 – 6.

$$\frac{L}{B} = \frac{7.60}{2.40} = 3.16 \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

Altura mínima de la unidad (H)

- Se recomienda una profundidad entre 1.5 – 2.5

$$H=1.5 \text{ m}$$

Relación: largo / alto (L/H)

Se recomienda entre 5 – 20.

$$\frac{L}{H} = \frac{7.60}{1.50} = 5.06 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Comportamiento hidráulico de la unidad

Velocidad horizontal de la unidad (VH)

Se recomienda velocidades horizontales menores a 0.55 cm/seg. Para evitar arrastre de partículas

$$V_h = \frac{Q_d}{B * H}$$

$$V_h = \frac{2.83 * 0.1}{2.40 * 1.50}$$

$$V_h = 0.08 \text{ cm/s}$$

Tiempo de retención de la unidad (T_o)

Se recomienda obtener tiempos de retención entre 2 – 6 hrs.

$$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * Q_d * 0.001}$$

$$T_o = \frac{16.30 * 1.50}{3600 * 2.83 * 0.001}$$

$$T_o = 2.40 \text{ hrs.}$$

Pendiente para el fondo de la unidad (S)

Se recomienda trabajar con pendientes entre 5 – 10%

$$S=8.5\%$$

Altura máxima de la unidad (tolva de lodos) (H₁)

$$H_1 = H + S * L_2$$

$$H_1 = 1.5 + 0.085 * 6.80$$

$$H_1 = 1.5 + 0.085 * 6.80$$

$$H_1 = 2.10 \text{ m}$$

Longitud del vertedero de salida (L₃)

Longitud igual al ancho de la unidad para mayor facilidad en procesos constructivos

$$L_3 = B$$

$$L_3 = 2.40 \text{ m}$$

Diseño de la cortina de distribución de flujo

Velocidad del agua en los orificios (V_o)

- Sugiere velocidades no mayores de 0.10 – 0.15m/s

$$V_o = 0.10 \text{ m/s}$$

Área de orificios (A_o)

$$A_o = \frac{Q_d * 0.001}{V_o}$$

$$A_o = \frac{2.83 * 0.001}{0.10}$$

$$A_o = 0.0283 \text{ m}^2$$

Diámetro de cada orificio (D)

$$D = 1 \text{ pulg.}$$

Área de cada orificio (a_o)

$$a_o = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D * 2.5}{100} \right)^2$$

$$a_o = \frac{3.1416}{4} \left(\frac{1 * 2.5}{100} \right)^2$$

$$a_o = 0.00049 \text{ m}$$

Número de los orificios calculados (n)

$$n = \frac{A_o}{a_o}$$

$$n = \frac{0.0283}{0.00049}$$

$$n = 57.75 \text{ orificios}$$

▪ Número de orificio adoptados

$$n' = 60 \text{ orificios}$$

Altura de cortina cubierta por orificios (h)

$$h = H - \frac{2H}{5}$$

$$h = 1.50 - \frac{2 * 1.50}{5}$$

$$h = 0.90 \text{ m}$$

Número de orificios en sentido horizontal (N_1)

$$N_1 = 10 \text{ orificios}$$

Número de orificios en sentido vertical (N_2)

$$N_2 = 06 \text{ orificios}$$

Espaciamiento entre orificios verticales (e)

$$e = \frac{h}{(N_2 - 1)}$$

$$e = \frac{0.90}{(6 - 1)}$$

$$\mathbf{e = 0.18\ m}$$

Distancia de orificios horizontales respecto a la pared (a)

$$a = \frac{B - e(N_1 - 1)}{2}$$

$$a = \frac{2.40 - 0.18(10 - 1)}{2}$$

$$\mathbf{a = 0.39\ m}$$

Diseño del sistema de limpieza.

Ancho del canal de limpieza (b)

$$\mathbf{b=0.20\ m}$$

Altura de canal de limpieza (h')

$$\mathbf{h'=0.15\ m}$$

Área del canal de limpieza (Al)

$$Al = b * h'$$

$$Al = 0.20 * 0.15$$

$$\mathbf{Al = 0.03\ m^2}$$

Área de compuerta de drenaje (Ad)₂

$$\mathbf{Ad = Al = 0.03\ m^2}$$

Tiempo de vaciado (T₁)

$$T_1 = \frac{60 * A_s * \sqrt{H}}{4850 * A_d}$$

$$T_1 = \frac{60 * 16.30 * \sqrt{1.50}}{4850 * 0.03}$$

$$\mathbf{T_1 = 8\ min}$$

Caudal de diseño de tubería de evacuación

$$Q_1 = \frac{2.40 * 7.60 * 1.80 * 1000}{8 * 60}$$

$$\mathbf{Q_1 = 68.31\ l/s}$$

PRE FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL

Caudal de diseño y tasas de trabajo

Caudal de diseño

$$Q_d = 2.83 \text{ l/seg.}$$

Número de compartimientos (N)

$$N=02 \text{ unidades}$$

Caudal unitario de diseño (Q_{du})

$$Q_{du} = \frac{Q_d}{N}$$

$$Q_{du} = \frac{2.83}{2}$$

$$Q_{du} = 1.42 \text{ l/seg.}$$

Velocidad de filtración (V_f)

Se recomienda velocidades entre 0.50 – 2.00

$$V_f = 1.25 \text{ m/hrs.}$$

Área transversal del pre-filtro (A_s)

$$A_s = \frac{3.6 Q_{du}}{V_f}$$

$$A_s = \frac{3.6 * 1.42}{1.25}$$

$$A_s = 4.08 \text{ m}^2$$

Profundidad de la grava (H)

Sugiere profundidades entre 1.00-1.50 m

$$H=1.25$$

Ancho aproximado de cada unidad (B)

$$B = S / H$$

$$B = \frac{4.08}{1.25}$$

$$B = 3.26 \text{ m} \quad \therefore B' = 3.30 \text{ m}$$

Aceleración de la gravedad (g)

$$g=9.81 \text{ m/seg}^2$$

Características del material gravoso

Tramo 1: Grava Grande <1-1 1/2> $G_1=1$

Tramo 2: Grava Mediana <3/4-1> $G_2=3/4$

Tramo 3: Grava Pequeña <1/4-3/4> G₃=1/4

Turbiedades de afluente y efluente de cada tramo

Calidad de afluente y efluente:

	T _o (UNT)	T _f (UNT)
Turbiedad en el Tramo 1	105	85
Turbiedad en el Tramo 2	85	60
Turbiedad en el Tramo 3	60	30

Longitud de la unidad y módulo de impedimento (p)

El coeficiente de impedimento se muestra en el anexo tabla N° 19.

Tramo 1: (L1)

$$L1 = \frac{-\ln(T_f / T_o)}{p}$$

$$L1 = \frac{-\ln(85 / 105)}{0.15}$$

$$L1 = 1.41 \text{ m} \quad \therefore L1 = 1.40 \text{ m}$$

Tramo 2: (L2)

$$L2 = \frac{-\ln(60 / 85)}{0.30}$$

$$L2 = 1.16 \text{ m} \quad \therefore L2 = 1.20 \text{ m}$$

Tramo 3: (L3)

$$L3 = \frac{-\ln(30 / 60)}{0.50}$$

$$L3 = 1.39 \text{ m} \quad \therefore L3 = 1.40 \text{ m}$$

$$L_{total} = L_1 + L_2 + L_3 \quad L_t = 4.00 \text{ m}$$

Volumen de agua para el lavado

Volumen de agua en la unidad (V₁)

$$V_1 = p \cdot L_t \cdot B' \cdot H$$

p = Esta afectado por un coeficiente que especifica la forma del material de filtración, ver anexo; Tabla N° 17.

$$V_1 = 0.38 * 4.00 * 3.30 * 1.25$$

$$V_1 = 6.27 \text{ m}^3$$

Altura de agua sobre la grava (h_1)

$$\mathbf{h_1=0.35m}$$

Volumen de agua sobre la grava (V_2)

$$V_2 = B' h_1 L_{total}$$

$$V_2 = 3.30 * 0.35 * 4.00$$

$$\mathbf{V_2 = 4.62 m^3}$$

Longitud de la cámara de ingreso (L_{c1})

$$\mathbf{L_{c1}=0.60 m}$$

Volumen de agua en la cámara de ingreso (V_3)

$$V_3 = B' L_{c1} (h_1 + H)$$

$$V_3 = 3.30 * 0.60 * (0.35 + 1.25)$$

$$\mathbf{V_3 = 3.17 m^3}$$

Longitud de la cámara de salida (L_{c2})

$$\mathbf{L_{c2}=0.60 m}$$

Volumen de agua en la cámara de salida (V_4)

$$V_4 = B' L_{c2} (h_1 + H)$$

$$V_4 = 3.30 * 0.60 * (0.35 + 1.25)$$

$$\mathbf{V_4 = 3.17}$$

Volumen unitario recomendable ($V_{unit.}$)

$$\mathbf{V_{unit.} = 1.30 m^3/m^2}$$

Área superficial de la grava (S')

$$S' = B' L_{total}$$

$$S' = 3.30 * 4.00$$

$$\mathbf{S' = 13.20m^2}$$

Volumen total necesario (V_t)

$$V_t = V_{unit.} S'$$

$$V_t = 1.30 * 13.20$$

$$\mathbf{V_t = 17.16m^3}$$

Altura de agua para vencer pérdidas de carga en lavado (h_p)

$$h_p = \frac{V_t - (V_1 + V_2 + V_3 + V_4)}{B' (L_{c1} + L_t + L_{c2})}$$

$$h_p = \frac{17.16 - (6.27 + 4.62 + 3.17 + 3.17)}{3.30 * (0.60 + 4.00 + 0.60)}$$

$$h_p = 0 \text{ m.}$$

Dimensionamiento de compuerta de lavado

Velocidad de descarga en el lavado (V_l)

$$V_l = 1.00 \text{ m/min}$$

Caudal de lavado (Q_l)

$$Q_l = V_l L_t B' / 60$$

$$Q_l = \frac{1.00 * 4.00 * 3.30}{60}$$

$$Q_l = 0.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Pérdida de carga en la grava (h_{f1})

$$h_{f1} = \frac{H V_l}{3}$$

$$h_{f1} = \frac{1.25 * 1.00}{3}$$

$$h_{f1} = 0.42 \text{ m}$$

Dimensiones de losas

- Largo

$$a = 0.35 \text{ m}$$

- Ancho = canal evacuación

$$b = 0.25 \text{ m}$$

Espaciamiento aproximado entre losas (e)

$$e = 0.05$$

Número aproximado de losas (N)

$$N = \frac{(B' - e)}{(e + a)}$$

$$N = \frac{(3.30 - 0.05)}{(0.05 + 0.35)}$$

$$N = 9.38 \text{ und}$$

\therefore **numero real de losas $N' = 9.00$ unidades**

Espaciamiento real entre losas (e')

$$e' = \frac{(B' - aN')}{(N' + 1)}$$

$$e' = \frac{(3.30 - 0.35 * 9.00)}{(9.00 + 1)}$$

$$e' = 0.065m$$

Coeficiente de descarga (C_d)

$$C_d=0.65$$

Pérdida de carga en el drenaje (h_{f2})

$$h_{f2} = \frac{\left(\frac{Ql}{(N'+1)C_d e' b}\right)^2}{2g}$$

$$h_{f2} = \frac{\left(\frac{0.25}{(9+1)*0.65*0.065*0.25}\right)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{f2} = 0.29 m$$

Perdida de carga total (h_f)

$$h_f = h_{f1} + h_{f2}$$

$$h_f = 0.42 + 0.29$$

$$h_f = 0.71 m$$

Presión de agua sobre la compuerta (h)

$$h = H + h_1 + \frac{h_p}{2}$$

$$h = 1.25 + 0.35 + \frac{0}{2}$$

$$h = 1.60 m$$

Altura del canal de evacuación (h_2)

$$h_2=0.25m$$

Velocidad en la compuerta de evacuación (V_e)

$$V_e = \sqrt{2g (h - h_f)}$$

$$V_e = \sqrt{2 * 9.81 (1.60 - 0.71)}$$

$$V_e = 4.18 \frac{m}{s}$$

Sección de la compuerta de evacuación (A_c)

$$A_c = \frac{Ql}{V_e}$$

$$A_c = \frac{0.25}{4.18}$$

$$A_c = 0.06 m^2$$

Verificación de sección de compuerta (A_c')

$$A'_c = b * h_2$$

$$A'_c = 0.25 * 0.25$$

$$A'_c = \mathbf{0.06 \, m^2}$$

∴ Nota: Las indicaciones (A_c) y (A_c') deberán ser iguales.

FILTRO LENTO

Caudal de diseño y tasas de trabajo

Caudal de diseño

$$\mathbf{Qd = 2.83 \, l/seg.}$$

Número de unidades aproximado (N)

$$N = (4 * Qd)^{0.25}$$

$$N = (4 * 2.83)^{0.25}$$

$$\mathbf{N = 1.83 \, und.}$$

Número de unidades adoptado (N')

$$\mathbf{N'=02 \, unid.}$$

Caudal unitario de diseño (Q_{du})

$$Q_{du} = \frac{Qd}{N}$$

$$Q_{du} = \frac{2.83}{2}$$

$$\mathbf{Q_{du} = 1.42 \, l/seg.}$$

Número de turnos de 8 horas c/u.

$$N_h = 24 \, \text{hrs.}$$

Coefficiente de funcionamiento

$$\mathbf{C=1.00}$$

Relación de mínimo costo (K)

$$K = \frac{2 * N'}{N' + 1}$$

$$K = \frac{2 * 2}{3}$$

$$\mathbf{K = 1.33}$$

Velocidad de filtración (V_f)

- Filtración lenta : 0.10 – 0.20 m/h
- Sedimentador + filtro lento: 0.15 – 0.30 m/h
- Sedimentador +pre filtro + filtro lento: 0.30 – 0.50 m/h

$$\therefore V_f = 0.30 \text{ m/h}$$

Turbiedad de agua cruda (T_o); <20 - 50>

$$T_o = 30 \text{ UNT}$$

Aceleración de la gravedad (g)

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

Dimensionamiento aproximado del filtro

Área superficial (A_s)

$$A_s = \frac{Q_{du} * C * 3.6}{V_f}$$

$$A_s = \frac{1.42 * 1.00 * 3.6}{0.30}$$

$$A_s = 16.98 \text{ m}^2$$

Ancho aproximado (B)

$$B = \sqrt{\left(\frac{A_s}{K}\right)}$$

$$B = \sqrt{\left(\frac{16.98}{1.33}\right)}$$

$$B = 3.57 \text{ m}$$

Largo aproximado (L)

$$L = \sqrt{A_s * K}$$

$$L = \sqrt{16.98 * 1.33}$$

$$L = 4.86 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Ancho adoptado } B' = 3.60 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Largo adoptado } L' = 4.90 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Área real adoptada } A_s' = 17.64 \text{ m}^2$$

\therefore Velocidad de filtración real

$$V_f' = \frac{Q_{du} * C * 3.6}{A_s'}$$

$$V_f' = \frac{1.42 * 1.00 * 3.6}{17.64}$$

$$V'_f = 0.29 \frac{m}{hrs}$$

Características granulométricas de arena

Diámetro efectivo (D_{10}); <0,15 - 0,35>

$$D_{10}=0.20\text{mm}$$

Coeficiente de uniformidad (C_u); <1,80 - 2,00>

$$C_u=2.00$$

Profundidad inicial del lecho de arena (H_o); <0,80 - 1,00>

$$H_o=1.00 \text{ m}$$

Profundidad mínima del lecho de arena (H_f); <0,30 - 0,50>

$$H_f=0.50 \text{ m}$$

Espesor removido en el raspado (R)

$$R=0.05 \text{ m}$$

Frecuencia de raspado (f); <1,00 – 2,00>

$$f= 2.00 \text{ vez/año}$$

Años de operación (Y)

$$Y = \frac{H_o + H_f}{R * f}$$

$$Y = \frac{1.00 - 0.50}{0.05 * 2.00}$$

$$Y = 5.00 \text{ años}$$

Características granulométricas de grava

Coeficiente de uniformidad (C_u); <1,50 - 3,00>

$$C_u=1.50$$

Diámetro de grava en capa de soporte 1; < 1,5 - 4,00 >

$$D_{10G1}=1.5\text{mm}$$

Diámetro de grava en capa de soporte 2; < 4,0 - 15,00 >

$$D_{G2}=4.0 \text{ mm}$$

Diámetro de grava en capa de soporte 3; < 10,0 - 40,00 >

$$D_{G3}=10.0 \text{ mm}$$

Altura de capa de soporte 1 (H_{G1})

$$H_{G1}= 0.05\text{m}$$

Altura de capa de soporte 2 (H_{G2})

$$H_{G2} = 0.05m$$

Altura de capa de soporte 3 (H_{G3})

$$H_{G3} = 0.15m.$$

Pérdida de carga en arena y grava

Lecho filtrante

Material	Coef. Uniformidad	Factor de Forma	Porosidad	u
Lecho filtrante	2.00	0.75	0.40	1.60
Capa de soporte 1	1.50	0.65	0.48	1.30
Capa de soporte 2	1.50	0.65	0.48	1.30
Capa de soporte 3	1.50	0.65	0.48	1.30

u=valor del coeficiente de uniformidad para cálculo de la pérdida de carga en arena y grava, ver anexo, Tabla N° 18

Pérdida de carga en arena

$$h_{fa} = \frac{V_f' * H_o}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad^3}{(1-porosidad)^2} \right) * factor\ forma^2 * u^2 * D_{10}^2}$$

$$h_{fa} = \frac{0.29 * 1.00}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.40^3}{(1-0.40)^2} \right) * 0.75^2 * 1.60^2 * 0.20^2}$$

$$h_{fa} = 0.12m$$

Pérdida de carga en capa de grava 1

h_{G1}

$$= \frac{V_f' * H_{G1}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G1}^3}{(1-porosidad_{G1})^2} \right) * factor\ forma_{G1}^2 * u_{G1}^2 * D_{G1}^2}$$

$$h_{G1} = \frac{0.29 * 0.05}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.48^3}{(1-0.48)^2} \right) * 0.65^2 * 1.30^2 * 1.5^2}$$

$$h_{G1} = 0.0000873 m$$

Pérdida de carga en capa de grava 2

$$h_{G2}$$

$$= \frac{V'_f * H_{G2}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G2}^3}{(1-porosidad_{G2})^2}\right) * factor\ forma_{G2}^2 * u_{G2}^2 * D_{G2}^2)}$$

$$h_{G2} = \frac{0.29 * 0.05}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.48^3}{(1-0.48)^2}\right) * 0.65^2 * 1.30^2 * 10.0^2}$$

$$\mathbf{h_{G2} = 0.0000123\ m}$$

Pérdida de carga en capa de grava 3

$$h_{G3}$$

$$= \frac{V'_f * H_{G3}}{(180 * (0.72 + 0.028 * Tem.) * \left(\frac{porosidad_{G3}^3}{(1-porosidad_{G3})^2}\right) * factor\ forma_{G3}^2 * u_{G3}^2 * D_{G3}^2)}$$

$$h_{G3} = \frac{0.29 * 0.15}{180 * (0.72 + 0.028 * 28) * \left(\frac{0.48^3}{(1-0.48)^2}\right) * 0.65^2 * 1.30^2 * 4.0^2}$$

$$\mathbf{h_{G3} = 0.00000589\ m}$$

$$\therefore \text{Perdida total de grava} \rightarrow h_{TG} = h_{G1} + h_{G2} + h_{G3}$$

$$h_{TG} = 0.0000873 + 0.0000123 + 0.00000589$$

$$\mathbf{h_{TG} = 0.000105}$$

Pérdida de carga total en arena y grava

$$h_t = 0.122 + 0.000105$$

$$\mathbf{h_t = 0.122\ m}$$

Dimensionamiento del sistema de drenaje

Velocidad en el dren principal (V_d); máx. 0.30 m/s

$$V_d = 0.20 \text{ m/s}$$

Ancho del canal principal (b)

$$b = 1.4048 * \sqrt{\frac{Q_{du}}{V_d}}$$

$$b = 1.4048 * \left(\sqrt{\frac{1.42}{0.20}} \right) * 0.0254$$

$$b = 0.09 \text{ m}$$

$$\therefore b = 0.15 \text{ m}$$

Espacio entre canal de drenaje y el muro del filtro

$$e = 0.075 \text{ m}$$

Longitud del dren principal (L_d)

$$L_d = L' - 2 * e$$

$$L_d = 4.90 - 2 * 0.075$$

$$L_d = 4.75 \text{ m}$$

$$\therefore L_d = 4.80 \text{ m}$$

Longitud aproximada de laterales (L_l)

$$L_l = B' - b - 2 * e$$

$$L_l = 3.60 - 0.15 - 2 * 0.075$$

$$L_l = 3.30 \text{ m}$$

$$\therefore L_l = 3.20 \text{ m}$$

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

CONSUMO MÁXIMO DIARIO

Tramo Repartición de Caudales - Reservoirio N° 01 – Santa Ana del Río Mayo

$$Q_{md1} = 1.55 \text{ lts/seg}$$

Tramo Repartición de Caudales-Reservoirio N° 02 – Huimba la Muyuna

$$Q_{md2} = 1.28 \text{ lts/seg}$$

Tramo Captación (Estación de Bombeo) - Cámara Repartición de Caudales

$$Q_{md} = Q_{md1} + Q_{md2}$$

$$Q_p = 1.55 + 1.28$$

$$Q_p = 2.83 \frac{lbs}{seg}$$

CONSUMO MÁXIMO HORARIO

Reservorio N° 01 – Santa Ana del Río Mayo

$$Q_{mh1} = 2.37 \text{ lts/seg}$$

Reservorio N° 02 – Huimba la Muyuna

$$Q_{mh2} = 1.97 \text{ lts/seg}$$

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Tramo km: 0+000 –km 01+533 (Captación J₁ – PTAP J₂)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 2.83 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00283 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁ (C_{1PZ})

$$C_{1PZ} = 695.06 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₂ (C_{2TN})

$$C_{2TN} = 689.09 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 1533 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 5$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140 \dots \dots (tuberia \text{ PVC})$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 110 \text{ mm}$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.1046^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00859 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00283}{0.00859} m/s$$

$$V = 0.33 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica(S)

$$S = \left(\frac{3.597 * Qmd}{C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{3.597 * 0.00283}{140 * 0.1046^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1.29 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{1-2})

$$hf_{1-2} = S * L$$

$$hf_{1-2} = 1.29 * 1.533$$

$$hf_{1-2} = 1.98 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_2 (C_{2PZ})

$$C_{2PZ} = C_{1PZ} - hf_{1-2}$$

$$C_{2PZ} = 695.06 - 1.98$$

$$C_{2PZ} = 693.08 msnm$$

Presión En La Tubería En J_2 (P_2)

$$P_2 = C_{2PZ} - C_{2TN}$$

$$P_2 = 693.08 - 689.09$$

$$P_2 = 3.99 m.c.a$$

Tramo km: 1+567 –km 03+534.50 (PTAP J_2 – Punto A J_3)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 2.83 L/seg$$

$$Qmd = 0.00283 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J_2 (C_{2PZ})

$$C_{2PZ} = 683.50 m.s.n.m$$

Cota De Terreno En J₃ (C_{3TN})

$$C_{3TN} = 603.50 \text{ m.s.n.m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 1967.5 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 90 \text{ mm}$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.0814^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00520 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00283}{0.00520} m/s$$

$$V = 0.54 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00283}{0.2785 * 140 * 0.0814^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 4.37 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₂₋₃)

$$hf_{2-3} = S * L$$

$$hf_{2-3} = 4.37 * 1.9675$$

$$hf_{2-3} = 8.60 \text{ m.}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₃ (C_{3PZ})

$$C_{3PZ} = C_{2PZ} - hf_{2-3}$$

$$C_{3PZ} = 683.50 - 8.60$$

$$C_{3PZ} = 674.90 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J₃ (P₃)

$$P_3 = C_{3PZ} - C_{3TN}$$

$$P_3 = 674.90 - 603.50$$

$$P_3 = 71.40 \text{ m. c. a}$$

Tramo km: 3+534.50 –km 03+750.60 (Punto A J₃ – Punto B J₄)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 2.83 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00283 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₃ (C_{3PZ})

$$C_{3PZ} = 674.90 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₄ (C_{4TN})

$$C_{4TN} = 593.50 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 216.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 90 \text{ mm}$$

- Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * 0.0774^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00471 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00283}{0.00471} \text{ m/s}$$

$$V = 0.600 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00283}{0.2785 * 140 * 0.0774^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 5.59 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{3-4})

$$hf_{3-4} = S * L$$

$$hf_{3-4} = 5.59 * 0.216$$

$$hf_{3-4} = 1.21 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_4 (C_{4PZ})

$$C_{4PZ} = C_{3PZ} - hf_{3-4}$$

$$C_{4PZ} = 674.90 - 1.21$$

$$C_{4PZ} = 673.69 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_4 (P_4)

$$P_4 = C_{4PZ} - C_{4TN}$$

$$P_4 = 673.69 - 593.50$$

$$P_4 = 80.19 \text{ m.c.a}$$

Tramo km: 3+750 –km 04+269.10 (Punto B J_4 – Cámara de Repartidores de caudales J_5)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 2.83 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00283 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_4 (C_{4PZ})

$$C_{4PZ} = 673.69 \text{ m.s.n.m}$$

Cota De Terreno En J_5 (C_{5TN})

$$C_{5TN} = 666.68 \text{ m.s.n.m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 519.10 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 90 \text{ mm}$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * 0.0814^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00520 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00283}{0.00520} m/s$$

$$V = 0.54 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00283}{0.2785 * 140 * 0.0814^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 4.37 m/Km$$

Perdida De Carga En El Tramo (hf_{4-5})

$$hf_{4-5} = S * L$$

$$hf_{4-5} = 4.37 * 0.519$$

$$hf_{4-5} = 2.27 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_5 (C_{5PZ})

$$C_{5PZ} = C_{4PZ} - hf_{4-5}$$

$$C_{5PZ} = 673.69 - 2.27$$

$$C_{5PZ} = 671.42 msnm$$

Presión En La Tubería En J_5 (P_5)

$$P_5 = C_{5PZ} - C_{5TN}$$

$$P_5 = 671.42 - 666.68$$

$$P_5 = 4.74 m.c.a$$

Tramo km: 04+269.1 –km 04+418.14 (Cámara de Repartidores de caudales J_5 Punto C J_6 –)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Q_{md} = 1.55 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00155 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₅ (C_{5PZ})

$$C_{5PZ} = 666.68 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₆ (C_{6TN})

$$C_{6TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 149.04 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00148 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00155}{0.00114} m/s$$

$$V = 1.05 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00155}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 30.66 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₅₋₆)

$$hf_{5-6} = S * L$$

$$hf_{5-6} = 30.66 * 0.149$$

$$hf_{5-6} = 4.57 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_6 (C_{6PZ})

$$C_{6PZ} = C_{5PZ} - hf_{5-6}$$

$$C_{6PZ} = 666.68 - 4.57$$

$$C_{6PZ} = 662.11 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_6 (P_6)

$$P_6 = C_{6PZ} - C_{6TN}$$

$$P_6 = 662.11 - 586.66$$

$$P_6 = 75.45 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km 04+418.14 -km: 04+485.1 (Punto C J_6 Punto D J_7)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.55 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00155 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_6 (C_{6PZ})

$$C_{6PZ} = 662.11 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_7 (C_{7TN})

$$C_{7TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 66.96 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0414)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00135 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00155}{0.00135} \text{ m/s}$$

$$V = 1.15 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00155}{0.2785 * 140 * (0.0414)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 38.59 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{6-7})

$$hf_{6-7} = S * L$$

$$hf_{6-7} = 38.59 * 0.067$$

$$hf_{6-7} = 2.58 \text{ m.}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_7 (C_{7PZ})

$$C_{7PZ} = C_{6PZ} - hf_{6-7}$$

$$C_{7PZ} = 662.11 - 2.58$$

$$C_{7PZ} = 659.53 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_7 (P_7)

$$P_7 = C_{7PZ} - C_{7TN}$$

$$P_7 = 659.53 - 586.66$$

$$P_7 = 72.87 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km 04+485.1 - km: 04+580 (Punto D J_7 – Reservorio N° 01 J_8)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.55 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00155 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_7 (C_{7PZ})

$$C_{7PZ} = 659.53 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_8 (C_{8TN})

$$C_{8TN} = 634.00 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 94.90 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \text{ "}$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0294)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00068 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00155}{0.00068} m/s$$

$$V = 2.28 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00155}{0.2785 * 140 * (0.0294)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 204.37 m/Km$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{7-8})

$$hf_{7-8} = S * L$$

$$hf_{7-8} = 204.37 * 0.095$$

$$hf_{7-8} = 19.39 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_8 (C_{8PZ})

$$C_{8PZ} = C_{7PZ} - hf_{7-8}$$

$$C_{8PZ} = 659.53 - 19.39$$

$$C_{8PZ} = 640.14 msnm$$

Presión En La Tubería En J_8 (P_8)

$$P_8 = C_{8PZ} - C_{8TN}$$

$$P_8 = 640.14 - 634.00$$

$$P_8 = 6.14 m.c.a.$$

Tramo km: 04+269.1 –km 04+792.35 (Cámara de Repartidores de caudales J₅- Punto E J₉)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₅ (C_{5PZ})

$$C_{5PZ} = 666.68 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₉ (C_{9 TN})

$$C_{9TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 523.25 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coefficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00148 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} m/s$$

$$V = 0.87 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 21.51 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{5-9})

$$hf_{5-9} = S * L$$

$$hf_{5-9} = 21.51 * 0.523$$

$$hf_{5-9} = 11.26 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_9 (C_{9PZ})

$$C_{9PZ} = C_{5PZ} - hf_{5-9}$$

$$C_{9PZ} = 666.68 - 11.26$$

$$C_{9PZ} = 655.42 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_9 (P_9)

$$P_9 = C_{9PZ} - C_{9TN}$$

$$P_9 = 655.43 - 586.66$$

$$P_9 = 68.76 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 04+792.35 –km 04+867.95 (Punto EJ9- Punto F J10)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_9 (C_{9PZ})

$$C_{9PZ} = 655.43 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{10} (C_{10TN})

$$C_{10TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 75.60 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0414)^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00135 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} \text{ m/s}$$

$$V = 0.95 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 27.07 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{9-10})

$$hf_{9-10} = S * L$$

$$hf_{9-10} = 27.07 * 0.0756$$

$$hf_{9-10} = 2.05 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{10} (C_{10PZ})

$$C_{10PZ} = C_{9PZ} - hf_{9-10}$$

$$C_{10PZ} = 655.42 - 2.05$$

$$C_{10PZ} = 653.37 \text{ msnm.}$$

Presión En La Tubería En J_{10} (P_{10})

$$P_{10} = C_{10PZ} - C_{10TN}$$

$$P_{10} = 653.37 - 586.66$$

$$P_{10} = 66.71 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 04+867.95 –km 05+576.90 (Punto F J_{10} - Punto G J_{11})

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{10} (C_{10PZ})

$$C_{10PZ} = 653.37 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{11} (C_{11TN})

$$C_{11TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 708.95 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00148 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} m/s$$

$$V = 0.865 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 21.51 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{10-11})

$$hf_{10-11} = S * L$$

$$hf_{10-11} = 21.51 * 0.709$$

$$hf_{10-11} = 15.25 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{11} (C_{11PZ})

$$C_{11PZ} = C_{10PZ} - hf_{10-11}$$

$$C_{11PZ} = 653.37 - 15.25$$

$$C_{11PZ} = 638.12 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J₁₁ (P₁₁)

$$P_{11} = C_{11PZ} - C_{11TN}$$

$$P_{11} = 638.12 - 586.66$$

$$P_{11} = 51.46 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 05+576.90 –km 05+676.15 (Punto G J₁₁- Punto H J₁₂)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Qmd = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₁ (C_{11PZ})

$$C_{11PZ} = 638.55 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₂ (C_{12TN})

$$C_{12TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 99.25 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 2''$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * (0.0516)^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00209 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00209} m/s$$

$$V = 0.61 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0516)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 9.26 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{11-12})

$$hf_{11-12} = S * L$$

$$hf_{11-12} = 9.26 * 0.099$$

$$hf_{11-12} = 0.92 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{12} (C_{12PZ})

$$C_{12PZ} = C_{11PZ} - hf_{11-12}$$

$$C_{12PZ} = 638.12 - 0.92$$

$$C_{12PZ} = 637.20 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_{12} (P_{12})

$$P_{12} = C_{12PZ} - C_{12TN}$$

$$P_{12} = 637.20 - 586.66$$

$$P_{12} = 50.54 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 05+676.10 –km 06+327.70 (Punto H J_{12} - Punto I J_{13})

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{12} (C_{12PZ})

$$C_{12PZ} = 637.20 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{13} (C_{13TN})

$$C_{13TN} = 586.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 651.6 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1\ 1/2"$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00148 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} m/s$$

$$V = 0.87 m/s.$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 21.51 m/Km$$

Perdida De Carga En El Tramo (hf_{12-13})

$$hf_{12-13} = S * L$$

$$hf_{12-13} = 21.51 * 0.651$$

$$hf_{12-13} = 14.02 m$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{13} (C_{13PZ})

$$C_{13PZ} = C_{12PZ} - hf_{12-13}$$

$$C_{13PZ} = 637.20 - 14.02$$

$$C_{13PZ} = 623.18 msnm.$$

Presión En La Tubería En J_{13} (P_{13})

$$P_{13} = C_{13PZ} - C_{13TN}$$

$$P_{13} = 623.18 - 586.66$$

$$P_{13} = 36.52 m. c. a.$$

Tramo km: 06+327.70 –km 06+649.75 (Punto I J13– Cámara rompe presión J14)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Qmd = 1.28 L/seg$$

$$Qmd = 0.00128 m^3/seg$$

Cota Piezométrica En J₁₃ (C_{13PZ})

$$C_{13PZ} = 623.18 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₄ (C_{14TN})

$$C_{14TN} = 546.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 322.05 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * (0.0414)^2}{4} m^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00135 m^2.$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\varnothing}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00135} m/s$$

$$V = 0.95 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0414)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 27.07 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf₁₃₋₁₄)

$$hf_{13-14} = S * L$$

$$hf_{13-14} = 27.07 * 0.322$$

$$hf_{13-14} = 8.72 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{14} (C_{14PZ})

$$C_{14PZ} = C_{13PZ} - hf_{13-14}$$

$$C_{14PZ} = 623.18 - 8.72$$

$$C_{14PZ} = 614.46 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_{14} (P_{14})

$$P_{14} = C_{14PZ} - C_{14TN}$$

$$P_{14} = 614.46 - 546.66$$

$$P_{14} = 67.80 \text{ m.c.a.}$$

Tramo km: 06+649.75 – km 07+471.75 (Cámara rompe presión J14 – Punto J J15)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{14} (C_{14PZ})

$$C_{14PZ} = 546.66 \text{ m.s.n.m}$$

Cota De Terreno En J_{15} (C_{15TN})

$$C_{15TN} = 466.66 \text{ m.s.n.m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 822.00 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00148 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} \text{ m/s}$$

$$V = 0.87 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 21.51 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{14-15})

$$hf_{14-15} = S * L$$

$$hf_{14-15} = 21.51 * 0.822$$

$$hf_{14-15} = 17.68 \text{ m.}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{15} (C_{15PZ})

$$C_{15PZ} = C_{14PZ} - hf_{14-15}$$

$$C_{15PZ} = 546.66 - 17.68$$

$$C_{15PZ} = 528.98 \text{ msnm.}$$

Presión En La Tubería En J_{15} (P_{15})

$$P_{15} = C_{15PZ} - C_{15TN}$$

$$P_{15} = 528.98 - 466.66$$

$$P_{15} = 62.32 \text{ m. c. a}$$

Tramo km: 07+471.75 – km 07+577.5 (Punto J J15 – Punto K J16)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/se}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{15} (C_{15PZ})

$$C_{15PZ} = 528.98 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{16} (C_{16TN})

$$C_{16TN} = 466.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 105.75 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C = 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0414)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00135 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Qmd}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00135} m/s$$

$$V = 0.95 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Qmd}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0414)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 27.07 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{15-16})

$$hf_{15-16} = S * L$$

$$hf_{15-16} = 27.07 * 0.105$$

$$hf_{15-16} = 2.86 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{16} (C_{16PZ})

$$C_{16PZ} = C_{15PZ} - hf_{15-16}$$

$$C_{16PZ} = 528.98 - 2.86$$

$$C_{16PZ} = 526.12 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_{16} (P_{16})

$$P_{16} = C_{16PZ} - C_{16TN}$$

$$P_{16} = 526.12 - 466.66$$

$$P_{16} = 59.46 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 07+577.5 –km 07+930.05 (Punto K J16 – Punto L J17)

Caudal De Diseño (Qmd)

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J₁₆ (C_{16 PZ})

$$C_{16 PZ} = 526.12 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J₁₇ (C_{17 TN})

$$C_{17 TN} = 466.66 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 352.55 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 10$$

Coeficiente De Hazen – Williams (C_{H&W})

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (Ø)

$$\varnothing = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_Ø)

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi * (0.0434)^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\varnothing} = 0.00148 \text{ m}^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\varnothing}} \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00148} \text{ m/s}$$

$$V = 0.87 \text{ m/s}$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S)

$$S = \left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0434)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 21.51 \text{ m/Km}$$

Pérdida De Carga En El Tramo (hf_{16-17})

$$hf_{16-17} = S * L$$

$$hf_{16-17} = 21.51 * 0.352$$

$$hf_{16-17} = 7.58 \text{ m}$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J_{17} (C_{17PZ})

$$C_{17PZ} = C_{16PZ} - hf_{16-17}$$

$$C_{17PZ} = 526.12 - 7.58$$

$$C_{17PZ} = 518.54 \text{ msnm}$$

Presión En La Tubería En J_{17} (P_{17})

$$P_{17} = C_{17PZ} - C_{17TN}$$

$$P_{17} = 518.54 - 466.66$$

$$P_{17} = 51.88 \text{ m. c. a.}$$

Tramo km: 07+930.05 –km 08+668 (Punto L J17 – reservorio N°02 J18)

Caudal De Diseño (Q_{md})

$$Q_{md} = 1.28 \text{ L/seg}$$

$$Q_{md} = 0.00128 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota Piezométrica En J_{17} (C_{17PZ})

$$C_{17PZ} = 518.54 \text{ m. s. n. m}$$

Cota De Terreno En J_{18} (C_{18TN})

$$C_{18TN} = 464.46 \text{ m. s. n. m}$$

Longitud de la tubería (L)

$$L = 737.95 \text{ m}$$

Tipo de Tubería (Tub.)

$$Tub. = PVC \quad C - 15$$

Coeficiente De Hazen – Williams ($C_{H\&W}$)

$$C_{H\&W} = 140$$

Diámetro (\emptyset)

$$\emptyset = 1 \frac{1}{2}''$$

Área (A_{\emptyset})

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} \text{ m}^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi * (0.0414)^2}{4} m^2$$

$$A_{\emptyset} = 0.00135 m^2$$

Velocidad (V)

$$V = \frac{Q_{md}}{A_{\emptyset}} m/s$$

$$V = \frac{0.00128}{0.00135} m/s$$

$$V = 0.95 m/s$$

Pendiente o Gradiente Hidráulica (S) = $\left(\frac{Q_{md}}{0.2785 * C_{H\&W} * D^{2.63}} \right)^{1/0.54}$

$$S = 1000 * \left(\frac{0.00128}{0.2785 * 140 * (0.0414)^{2.63}} \right)^{1/0.54}$$

$$S = 27.07 m/Km$$

$$hf_{17-18} = S * L$$

Pérdida De Carga En La Tubería En J₁₇₋₁₈ = 27.07 (h_{0.738})

$$C_{18PZ} = C_{17PZ} - hf_{17-18}$$

$$hf_{17-18} = 19.98 m.$$

$$C_{18PZ} = 518.54 - 19.98$$

Cálculo De La Cota Piezométrica En J₁₈ (C_{18PZ})

$$C_{18PZ} = 498.56 m.snm$$

$$P_{18} = C_{18PZ} - C_{18TN}$$

$$P_{18} = 498.56 - 464.46$$

Presión En La Tubería En J₁₈ (P₁₈)

$$P_{18} = 34.10 m. c. a.$$

RESERVORIO

Se requiere la construcción de un Reservoirio Apoyado, para regular el caudal en las horas de máxima demanda.

Localidad de Santa Ana del Río Mayo

Capacidad

En zonas rurales la capacidad de regulación es del 15% al 20% de la demanda de producción promedio diaria, siempre que el suministro sea continuo. Si dicho suministro es por bombeo, la capacidad será del 20 a 25% de la demanda promedio diaria.

Consumo de producción: (Q_{md1})

$$Q_{md1} = 1.55 \text{ lts/seg.}$$

$$\therefore Q_{md1} = 133.92 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen de almacenamiento

$$V_{alm.} = V_{reg}$$

$$V_{reg.} = 15\% Q_m$$

$$V_{reg.} = 0.15(133.92)$$

$$V_{reg.} = 20.088 \text{ m}^3$$

$$V_{reservorio} = 20.10 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{reservorio.} = 25.00 \text{ m}^3$$

Dimensiones

Cálculo de la Altura (H) y del Diámetro (D) del Reservorio

$$V = A_s * H$$

$$A_s = L * A$$

$$L = 4m$$

$$A = 4m$$

$$H = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 16 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 25.00 \text{ m}^3$$

Localidad de Huimba la Muyuna

Capacidad

Consumo de producción: (Q_m)

$$Q_{md2} = 1.28 \text{ lts/seg.}$$

$$\therefore Q_{md2} = 110.59 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen de almacenamiento

$$V_{alm.} = V_{reg}$$

$$V_{reg.} = 15\%Q_m$$

$$V_{reg.} = 0.15(110.59)$$

$$V_{reg.} = 16.59 \text{ m}^3$$

$$V_{reservorio} = 16.59 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{reservorio.} = 25.00 \text{ m}^3$$

Dimensiones

Cálculo de la Altura (H) y del Diámetro (D) del Reservorio

$$V = A_s * H$$

$$A_s = L * A$$

$$L = 4m$$

$$A = 4m$$

$$H = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 16 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 25.00 \text{ m}^3$$

RESERVORIO

Se requiere la construcción de un Reservorio Apoyado, para regular el caudal en las horas de máxima demanda.

Localidad de Pucacaca del Río Mayo

Capacidad

En zonas rurales la capacidad de regulación es del 15% al 20% de la demanda de producción promedio diaria, siempre que el suministro sea continuo. Si dicho suministro es por bombeo, la capacidad será del 20 a 25% de la demanda promedio diaria.

Consumo de producción: (Q_{md1})

$$Q_{md1} = 1.55 \text{ lts/seg.}$$

$$\therefore Q_{md1} = 133.92 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen de almacenamiento

$$V_{alm.} = V_{reg}$$

$$V_{reg.} = 15\%Q_m$$

$$V_{reg.} = 0.15(133.92)$$

$$V_{reg.} = 20.088 \text{ m}^3$$

$$V_{reservorio} = 20.10 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{reservorio.} = 25.00 \text{ m}^3$$

Dimensiones

Cálculo de la Altura (H) y del Diámetro (D) del Reservorio

$$V = A_s * H$$

$$A_s = L * A$$

$$L = 4m$$

$$A = 4m$$

$$H = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 16 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 25.00 \text{ m}^3$$

LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE DISTRIBUCIÓN

LOCALIDAD DE HUIMBA LA MUYUNA

$$Q_m = 1.19 \text{ lts/seg}$$

Consumo promedio anual (Qp)

$$Q_{md1} = 1.55 \text{ lts/seg}$$

Consumo máximo diario (Q_{md1})

$$Q_{mh1} = 2.37 \text{ lts/seg}$$

Consumo máximo horario (Q_{mh1})

$$N^{\circ} \text{ Conexiones domiciliarias} = 172 \text{ und}$$

Número de conexiones domiciliarias total agua potable (N°C)

$$q_u = \frac{Q_{mh1}}{N^{\circ}C}$$

$$\text{Caudal unitario } q_u = \frac{2.37}{172}$$

$$q_u = 0.01378 \text{ lts/seg/und}$$

**CUADRO 07: PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO DE RED DE DISTRIBUCIÓN
DE AGUA POTABLE – HUIMBA LA MUYUNA**

MÉTODO NUMERO DE CONEXIONES- ASIGNACIÓN DE CONEXIONES DE INFLUENCIA Y CAUDALES DE DISEÑO EN EL NUDO i						
NODOS	TRAMO	Conex. (Ci)	Conex. Sub Total	Caudal Unitario	Caudal de Salida	Caudal Máximo
J -01	R-1 A J-01	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -02	J-01 A J-02	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -03	J-02 A J-03	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -04	J-03 A J-04	6.00	6.00	0.0137791	0.083	0.083
J -05	J-04 A J-05	3.00	3.00	0.0137791	0.041	0.041
J -06	J-07 A J-06	3.00	3.00	0.0137791	0.041	0.041
J -07	J-09 A J-07	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -08	J-07 A J-08	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -09	J-05 A J-09	14.00	14.00	0.0137791	0.193	0.193
J -10	J-08 A J-10	3.00	6.00	0.0137791	0.083	0.083
	J-09 A J-10	3.00				
J -11	J-12 A J-11	6.00	6.00	0.0137791	0.083	0.083
J -12	J-05 A J-12	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -13	J-09 A J-13	3.00	9.00	0.0137791	0.124	0.124
	J-12 A J-13	6.00				
J -14	J-15 A J-14	5.00	5.00	0.0137791	0.069	0.069
J -15	J-16 A J-15	10.00	11.00	0.0137791	0.152	0.152
	J-13 A J-15	1.00				
J -16	J-10 A J-16	8.00	8.00	0.0137791	0.110	0.110
J -17	J-15 A J-17	5.00	5.00	0.0137791	0.069	0.069
J -18	J-17 A J-18	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -19	J-18 A J-19	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -20	J-21 A J-20	1.00	1.00	0.0137791	0.014	0.014
J -21	J-25 A J-21	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -22	J-23 A J-22	2.00	2.00	0.0137791	0.028	0.028
J -23	J-26 A J-23	7.00	7.00	0.0137791	0.096	0.096
J -24	J-25 A J-24	9.00	9.00	0.0137791	0.124	0.124
J -25	J-26 A J-25	7.00	11.00	0.0137791	0.152	0.152
	J-25 A J-30	4.00				
J -26	J-27 A J-26	1.00	1.00	0.0137791	0.014	0.014

J -27	J-19 A J-27	9.00	9.00	0.0137791	0.124	0.124
J -28	J-27 A J-28	5.00	5.00	0.0137791	0.069	0.069
J -29	J-30 A J-29	2.00	2.00	0.0137791	0.028	0.028
J -30	J-31 A J-30	7.00	7.00	0.0137791	0.096	0.096
J -31	J-26 A J-31	-	6.00	0.0137791	0.083	0.083
	J-32 A J-31	6.00				
J -32	J-27 A J-32	2.00	2.00	0.0137791	0.028	0.028
J -33	J-28 A J-33	1.00	10.00	0.0137791	0.138	0.138
	J-32 A J-33	9.00				
J -34	J-33 A J-34	2.00	2.00	0.0137791	0.028	0.028
J -35	J-30 A J-35	1.00	1.00	0.0137791	0.014	0.014
J -36	J-37 A J-36	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -37	J-32 A J-37	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -38	J-37 A J-38	-	0.00	0.0137791	0.000	0.000
J -39	J-40 A J-39	5.00	13.00	0.0137791	0.179	0.179
	J-36 A J-39	8.00				
J -40	J-38 A J-40	6.00	7.00	0.0137791	0.096	0.096
	J-41 A J-40	1.00				
J -41	J-33 A J-41	1.00	1.00	0.0137791	0.014	0.014
TOTAL=						2.370

FUENTE: Elaboración propia

Caudales de consumo por nudo en red de distribución

NUDO	CAUDAL SALIDA (Qi) lts / s
J-01	0.000
J-02	0.000
J-03	0.000
J-04	0.083
J-05	0.042
J-06	0.042
J-07	0.000
J-08	0.000
J-09	0.194
J-10	0.083
J-11	0.083
J-12	0.000

J-13	0.125
J-14	0.069
J-15	0.152
J-16	0.111
J-17	0.069
J-18	0.000
J-19	0.000
J-20	0.014
J-21	0.000
J-22	0.028
J-23	0.097
J-24	0.125
J-25	0.152
J-26	0.014
J-27	0.125
J-28	0.069
J-29	0.028
J-30	0.097
J-31	0.083
J-32	0.028
J-33	0.138
J-34	0.028
J-35	0.014
J-36	0.000
J-37	0.000
J-38	0.000
J-39	0.180
J-40	0.097
J-41	0.014

Nota: Con estos valores ingresamos los caudales al modelo hidráulico planteado en el waterCad v8i

NODO	DEMANDA (L/s)	PRESIÓN (m H₂O)	COTA (m)	GRADIENTE (m)
J-01	0.000	1.06	634.24	635.30
J-02	0.000	19.03	610.31	629.34
J-03	0.000	20.06	604.50	624.56
J-04	0.083	39.55	580.34	619.89
J-05	0.042	46.75	569.41	616.16
J-06	0.042	10.84	586.40	597.24
J-07	0.000	43.45	553.81	597.26
J-08	0.000	33.41	563.63	597.04
J-09	0.194	42.00	555.54	597.54
J-10	0.083	39.31	557.50	596.81
J-11	0.083	48.20	555.03	603.23
J-12	0.000	47.98	555.30	603.28
J-13	0.125	43.86	552.84	596.70
J-14	0.069	42.59	550.25	592.84
J-15	0.152	41.11	551.78	592.89
J-16	0.111	42.30	551.84	594.14
J-17	0.069	40.95	550.18	591.13
J-18	0.000	41.53	549.03	590.56
J-19	0.000	37.51	552.27	589.78
J-20	0.014	24.98	553.56	578.54
J-21	0.000	25.07	553.47	578.54
J-22	0.028	28.17	550.70	578.87
J-23	0.097	27.45	551.42	578.87
J-24	0.125	24.84	553.56	578.40
J-25	0.152	24.26	554.28	578.54
J-26	0.014	25.65	553.31	578.96
J-27	0.125	26.72	553.32	580.04
J-28	0.069	20.69	558.66	579.35

J-29	0.028	24.71	553.85	578.56
J-30	0.097	23.60	554.97	578.57
J-31	0.083	24.44	554.47	578.91
J-32	0.028	24.58	554.56	579.14
J-33	0.138	23.34	555.78	579.12
J-34	0.028	18.19	560.94	579.13
J-35	0.014	27.30	551.26	578.56
J-36	0.000	26.10	552.94	579.04
J-37	0.000	26.39	552.68	579.07
J-38	0.000	25.18	553.86	579.04
J-39	0.180	25.54	553.39	578.93
J-40	0.097	23.65	555.33	578.98
J-41	0.014	22.99	556.01	579.00

LOCALIDAD DE PUCACACA DEL RÍO MAYO

$$Q_p = 0.98 \text{ lts/seg}$$

Consumo promedio anual (Q_p)

$$Q_{md1} = 1.28 \text{ lts/seg}$$

Consumo máximo diario (Q_{md1})

$$Q_{mh1} = 1.97 \text{ lts/seg}$$

Consumo máximo horario (Q_{mh1})

$$N^\circ \text{ Conexiones domiciliarias} = 157 \text{ und}$$

Número de conexiones domiciliarias total agua potable ($N^\circ C$)

$$q_u = \frac{Q_{mh1}}{N^\circ C}$$

$$\text{Caudal unitario } q_u = \frac{1.97}{157}$$

$$q_u = 0.01254 \text{ lts/seg/und}$$

**CUADRO 08: PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO DE RED DE DISTRIBUCIÓN
DE AGUA POTABLE – PUCACACA DEL RÍO MAYO**

MÉTODO NÚMERO DE CONEXIONES - ASIGNACIÓN DE CONEXIONES DE INFLUENCIA Y CAUDALES DE DISEÑO EN EL NUDO i						
NODOS	TRAMO	Conex. (Ci)	Conex. Sub Total	Caudal Unitario	Caudal de Salida	Caudal Máximo
J -01	J-02 A J-01	-	0.00	0.0125350	0.000	0.000
J -02	R-1 A J-02	-	0.00	0.0125350	0.000	0.000
J -03	J-02 A J-03	-	0.00	0.0125350	0.000	0.000
J -04	J-02 A J-04	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -05	J-03 A J-05	6.00	13.00	0.0125350	0.163	0.163
	J-04 A J-05	7.00				
J -06	J-05 A J-06	5.00	5.00	0.0125350	0.063	0.063
J -07	J-08 A J-07	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -08	J-09 A J-08	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -09	J-10 A J-09	5.00	5.00	0.0125350	0.063	0.063
	J-01 A J-09	-				
J -10	J-04 A J-10	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -11	J-10 A J-11	2.00	2.00	0.0125350	0.025	0.025
J -12	J-05 A J-12	4.00	8.00	0.0125350	0.100	0.100
	J-11 A J-12	4.00				
J -13	J-12 A J-13	2.00	2.00	0.0125350	0.025	0.025
J -14	J-15 A J-14	3.00	3.00	0.0125350	0.038	0.038
J -15	J-16 A J-15	-	3.00	0.0125350	0.038	0.038
	J-08 A J-15	3.00				
J -16	J-17 A J-16	-	5.00	0.0125350	0.063	0.063
	J-09 A J-16	5.00				
J -17	J-10 A J-17	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -18	J-17 A J-18	3.00	3.00	0.0125350	0.038	0.038
	J-11 A J-18	-				

J -19	J-12 A J-19	2.00	13.00	0.0125350	0.163	0.163
	J-18 A J-19	11.00				
J -20	J-19 A J-20	2.00	2.00	0.0125350	0.025	0.025
J -21	J-22 A J-21	2.00	2.00	0.0125350	0.025	0.025
J -22	J-15 A J-22	3.00	3.00	0.0125350	0.038	0.038
	J-23 A J-22	-				
J -23	J-16 A J-23	4.00	10.00	0.0125350	0.125	0.125
	J-24 A J-23	6.00				
J -24	J-17 A J-24	6.00	6.00	0.0125350	0.075	0.075
J -25	J-18 A J-25	4.00	5.00	0.0125350	0.063	0.063
	J-24 A J-25	1.00				
J -26	J-19 A J-26	6.00	12.00	0.0125350	0.150	0.150
	J-25 A J-26	6.00				
J -27	J-26 A J-27	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -28	J-22 A J-28	5.00	5.00	0.0125350	0.063	0.063
	J-29 A J-28	-				
J -29	J-30 A J-29	-	0.00	0.0125350	0.000	0.000
J -30	J-23 A J-30	8.00	8.00	0.0125350	0.100	0.100
	J-31 A J-30	-				
J -31	J-24 A J-31	4.00	4.00	0.0125350	0.050	0.050
	J-31 A J-32	4.00				
	J-25 A J-32	9.00				
	J-33 A J-32	7.00				
J -33	J-26 A J-33	5.00	5.00	0.0125350	0.063	0.063
J -34	J-33 A J-34	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -35	J-28 A J-35	1.00	1.00	0.0125350	0.013	0.013
J -36	J-29 A J-36	2.00	2.00	0.0125350	0.025	0.025
J -37	J-32 A J-37	3.00	3.00	0.0125350	0.038	0.038
TOTAL =						1.968

FUENTE: Elaboración Propia

Caudales de consumo por nudo en red de distribución

NUDO	CAUDAL SALIDA (Qi) lts / s
J-01	0.000
J-02	0.000
J-03	0.000
J-04	0.013
J-05	0.163
J-06	0.063
J-07	0.013
J-08	0.013
J-09	0.063
J-10	0.013
J-11	0.025
J-12	0.100
J-13	0.025
J-14	0.038
J-15	0.038
J-16	0.063
J-17	0.013
J-18	0.038
J-19	0.163
J-20	0.025
J-21	0.025
J-22	0.038
J-23	0.125
J-24	0.075
J-25	0.063
J-26	0.150
J-27	0.013
J-28	0.063
J-29	0.000
J-30	0.100

J-31	0.050
J-32	0.251
J-33	0.063
J-34	0.013
J-35	0.013
J-36	0.025
J-37	0.038

Nota: Con estos valores ingresamos los caudales al modelo hidráulico planteado en el waterCad v8i

NODO	DEMANDA (L/s)	PRESIÓN (m H2O)	COTA (m)	GRADIENTE (m)
J-01	0.000	43.1	419.87	462.97
J-02	0.000	40.2	423.70	463.90
J-03	0.000	44.4	417.87	462.27
J-04	0.012	45.3	416.24	461.54
J-05	0.162	49.5	411.34	460.84
J-06	0.062	46.9	413.94	460.84
J-07	0.012	20.4	439.84	460.24
J-08	0.012	25.1	435.15	460.25
J-09	0.062	32.6	427.95	460.55
J-10	0.012	39.4	421.25	460.65
J-11	0.025	42.7	417.46	460.16
J-12	0.100	47.6	412.57	460.17
J-13	0.025	48.4	411.76	460.16
J-14	0.037	14.6	445.48	460.08
J-15	0.037	28.9	431.17	460.07
J-16	0.062	33.7	426.48	460.18
J-17	0.012	38.0	422.34	460.34
J-18	0.037	41.7	418.37	460.07
J-19	0.162	47.6	412.30	459.90
J-20	0.025	48.9	410.93	459.83

J-21	0.025	10.3	449.51	459.81
J-22	0.037	27.2	432.56	459.76
J-23	0.125	35.0	424.77	459.77
J-24	0.075	36.7	423.02	459.72
J-25	0.062	40.2	419.42	459.62
J-26	0.150	46.1	413.42	459.52
J-27	0.012	48.2	411.40	459.60
J-28	0.062	30.2	429.39	459.59
J-29	0.000	35.1	424.50	459.60
J-30	0.100	35.8	423.80	459.60
J-31	0.050	37.7	421.89	459.59
J-32	0.250	41.4	418.08	459.48
J-33	0.062	32.0	427.43	459.43
J-34	0.012	33.2	426.30	459.50
J-35	0.012	32.7	426.91	459.61
J-36	0.025	29.2	430.43	459.63
J-37	0.037	38.1	421.39	459.49

3.2.6. OTROS

CÁLCULO DE DESINFECCIÓN CON HIPOCLORITO DE CALCIO

RESERVORIO SANTA ANA DEL RÍO MAYO

Caudal De Ingreso al Reservorio (Qmd)
 $Q_{md1} = 1.55 \text{ L/seg}$

Dosis de hipoclorito de calcio 70% (D)
 $D = 3.00 \text{ mg/L}$

Concentración de la solución (C)
 $C = 0.50 \%$

Concentración de la solución (C)
 $C = 5000.00 \text{ mg/L}$

Caudal de solución promedio C= 0.50 % (q)

$$q = \frac{Q_{md1} * D}{C}$$

$$q = \frac{1.55 * 3.00}{5000}$$

$$q = 0.00093 \text{ Lts/seg}$$

$$q = 55.80 \text{ ml/min}$$

$$q = \mathbf{0.0033 \text{ m}^3/\text{hr}}$$

Tiempo de funcionamiento del tanque de solución (T)

$$T = 168 \text{ horas}$$

$$\mathbf{T = 7.00 \text{ dias}}$$

Volumen del tanque de solución C= 0.50 % (V)

$$V = q * T$$

$$V = \mathbf{0.0033 * 168}$$

$$\mathbf{V = 0.55 \text{ m}^3 : \text{Tanque de polietileno } V = 600 \text{ Lts}}$$

Consumo promedio diario (P)

$$P = D * Q_{md1}$$

$$P = 3.00 * 1.55$$

$$P = 4.65 \text{ mg/seg}$$

$$\mathbf{P = 0.017 \text{ kg/hr}}$$

Consumo por tanque de hipoclorito de calcio al 70% (Po)

$$Po = P * T$$

$$Po = 0.017 * 168$$

$$\mathbf{Po = 2.85 \text{ Kg}}$$

RESERVORIO HUIMBA LA MUYUNA

Caudal De Ingreso al Reservorio (Qmd2)

$$\mathbf{Q_{md2} = 1.28 \text{ L/seg}}$$

Dosis de hipoclorito de calcio 70% (D)

$$\mathbf{D = 3.00 \text{ mg/L}}$$

Concentración de la solución (C)

$$\mathbf{C = 0.50 \%}$$

Concentración de la solución (C)

$$\mathbf{C = 5000.00 \text{ mg/L}}$$

Caudal de solución promedio $C = 0.50\%$ (q)

$$q = \frac{Q_{md2} * D}{C}$$

$$q = \frac{1.28 * 3.00}{5000}$$

$$q = 0.00077 \text{ Lts/seg}$$

$$q = 46.20 \text{ ml/min}$$

$$q = 0.0028 \frac{m^3}{hr}$$

Tiempo de funcionamiento del tanque de solución (T)

$$T = 168 \text{ horas}$$

$$T = 7.00 \text{ dias}$$

Volumen del tanque de solución $C = 0.50\%$ (V)

$$V = q * T$$

$$V = 0.0033 * 168$$

$$V = 0.55 m^3 : \text{Tanque de polietileno } V = 600 \text{ Lts}$$

Consumo promedio diario (P)

$$P = D * Q_{md1}$$

$$P = 3.00 * 1.55$$

$$P = 4.65 \text{ mg/seg}$$

$$P = 0.017 \text{ kg/hr}$$

Consumo por tanque de hipoclorito de calcio al 70% (Po)

$$Po = P * T$$

$$Po = 0.017 * 168$$

$$Po = 2.85 \text{ Kg}$$

IV. RESULTADOS

4.1. PLANTA DE TRATAMIENTO

4.1.1. SEDIMENTADOR DE FLUJO HORIZONTAL

CUADRO 9: RESULTADOS DEL SEDIMENTADOR

PARÁMETRO DE DISEÑO	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Ancho del sedimentador	B	2.40	m
Longitud total del sedimentador	L	7.60	m
- Longitud de la zona de sedimentación	L ₂	6.80	m
- Distancia entre cortina y la pared de entrada	L ₁	0.80	m
Altura	H	1.50	m
Altura máxima (tolva de lodos)	H ₁	2.10	m
Pendiente	S	8.50	%
Sistema de limpieza			
Ancho del canal	b	0.20	m
Altura de canal de limpieza	h'	0.15	m

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. PRE FILTRO DE FLUJO HORIZONTAL

CUADRO 10: RESULTADOS DE PRE – FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL

PARÁMETRO DE DISEÑO	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Número de compartimientos	N	02	#
Velocidad de filtración	V _f	1.25	m/hrs.
Área del pre-filtro	A _s	4.08	m ²
Altura de la grava	H	1.25	m
Ancho de cada unidad	B	3.30	m
Características del material gravoso			
Tramo 1: Grava Grande	G ₁	1	pulg.
Tramo 2: Grava Mediana	G ₂	3/4	pulg.
Tramo 3: Grava Pequeña	G ₃	1/4	pulg.
Altura del agua sobre la grava	h ₁	0.35	m
Longitud de la cámara de ingreso	L _{c1}	0.60	m

Longitud de la cámara de salida	L_{c2}	0.60	m
Dimensiones de losas			
Largo	a	0.35	m
Ancho	b	0.25	m
Alto	h_2	0.25	m

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. FILTRO LENTO

CUADRO 11: RESULTADOS DE FILTRO LENTO

PARÁMETRO DE DISEÑO	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Número de unidades del filtro	N	02	X
Velocidad de filtración	V'_f	0.29	m/hrs
Área superficial del filtro	A_s'	17.64	m ²
Coefficiente del mínimo costo	k	1.33	
Ancho del filtro lento	B'	3.60	m
Largo del filtro lento	L'	4.90	m
Diámetro efectivo del lecho de arena	D_{10}	0.20	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 1	D_{G1}	1.5	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 2	D_{G2}	4.0	mm
Diámetro de grava en capa de soporte 3	D_{G3}	10.0	mm
Profundidad del lecho de arena	H_0	1.00	m
Altura de capa de soporte 1	H_{G1}	0.05	mm
Altura de capa de soporte 2	H_{G2}	0.05	mm
Altura de capa de soporte 3	H_{G3}	0.15	mm

FUENTE: Elaboración propia

4.2. RESERVORIO

4.2.1. RESERVORIO DE SANTA ANA DEL RÍO MAYO

**CUADRO 12: RESULTADO DE RESERVORIO N° 01 SANTA ANA DEL RÍO
MAYO**

PARÁMETRO DE DISEÑO	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen de Reservoirio	$V_{\text{reserv.}}$	25	m ³
Dimensiones del reservorio			
largo	L	4	m
ancho	A	4	m
Altura total	H	1,60	m
Volumen asumido	V	25.00	m ³

FUENTE: Elaboración propia

4.2.2. RESERVORIO DE LA LOCALIDAD HUIMBA LA MUYUNA

CUADRO 13: RESULTADO DE RESERVORIO N° 02 DE HUIMBA LA MUYUNA

PARÁMETRO DE DISEÑO	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
Volumen de Reservoirio	$V_{\text{reserv.}}$	25	m ³
Dimensiones del reservorio			
largo	L	4	m
ancho	A	4	m
Altura total	H	1,60	m
Volumen asumido	V	25.00	m ³

FUENTE: Elaboración propia

4.3. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE DISTRIBUCIÓN

4.3.1. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE LOCALIDAD DE HUIMBA LA MUYUNA

**CUADRO 14: RESULTADOS DEL CÁLCULO HIDRÁULICO - RED DE
DISTRIBUCIÓN – HUIMBA LA MUYUNA**

NODO	DEMANDA (L/s)	PRESIÓN (m H₂O)	COTA (m)	GRADIENTE (m)
J-01	0.000	1.06	634.24	635.30
J-02	0.000	19.03	610.31	629.34
J-03	0.000	20.06	604.50	624.56
J-04	0.083	39.55	580.34	619.89
J-05	0.042	46.75	569.41	616.16

J-06	0.042	10.84	586.40	597.24
J-07	0.000	43.45	553.81	597.26
J-08	0.000	33.41	563.63	597.04
J-09	0.194	42.00	555.54	597.54
J-10	0.083	39.31	557.50	596.81
J-11	0.083	48.20	555.03	603.23
J-12	0.000	47.98	555.30	603.28
J-13	0.125	43.86	552.84	596.70
J-14	0.069	42.59	550.25	592.84
J-15	0.152	41.11	551.78	592.89
J-16	0.111	42.30	551.84	594.14
J-17	0.069	40.95	550.18	591.13
J-18	0.000	41.53	549.03	590.56
J-19	0.000	37.51	552.27	589.78
J-20	0.014	24.98	553.56	578.54
J-21	0.000	25.07	553.47	578.54
J-22	0.028	28.17	550.70	578.87
J-23	0.097	27.45	551.42	578.87
J-24	0.125	24.84	553.56	578.40
J-25	0.152	24.26	554.28	578.54
J-26	0.014	25.65	553.31	578.96
J-27	0.125	26.72	553.32	580.04
J-28	0.069	20.69	558.66	579.35
J-29	0.028	24.71	553.85	578.56
J-30	0.097	23.60	554.97	578.57
J-31	0.083	24.44	554.47	578.91
J-32	0.028	24.58	554.56	579.14
J-33	0.138	23.34	555.78	579.12
J-34	0.028	18.19	560.94	579.13
J-35	0.014	27.30	551.26	578.56

J-36	0.000	26.10	552.94	579.04
J-37	0.000	26.39	552.68	579.07
J-38	0.000	25.18	553.86	579.04
J-39	0.180	25.54	553.39	578.93
J-40	0.097	23.65	555.33	578.98
J-41	0.014	22.99	556.01	579.00

FUENTE: Elaboración propia

4.3.2. LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE LOCALIDAD DE PUCACACA DEL RÍO MAYO

CUADRO 15: RESULTADOS DE CALCULO HIDRÁULICO - RED DE DISTRIBUCIÓN – PUCACACA DEL RÍO MAYO

NODO	DEMANDA (L/s)	PRESIÓN (m H₂O)	COTA (m)	GRADIENTE (m)
J-01	0.000	43.1	419.87	462.97
J-02	0.000	40.2	423.70	463.90
J-03	0.000	44.4	417.87	462.27
J-04	0.012	45.3	416.24	461.54
J-05	0.162	49.5	411.34	460.84
J-06	0.062	46.9	413.94	460.84
J-07	0.012	20.4	439.84	460.24
J-08	0.012	25.1	435.15	460.25
J-09	0.062	32.6	427.95	460.55
J-10	0.012	39.4	421.25	460.65
J-11	0.025	42.7	417.46	460.16
J-12	0.100	47.6	412.57	460.17
J-13	0.025	48.4	411.76	460.16
J-14	0.037	14.6	445.48	460.08
J-15	0.037	28.9	431.17	460.07
J-16	0.062	33.7	426.48	460.18
J-17	0.012	38.0	422.34	460.34
J-18	0.037	41.7	418.37	460.07

J-19	0.162	47.6	412.30	459.90
J-20	0.025	48.9	410.93	459.83
J-21	0.025	10.3	449.51	459.81
J-22	0.037	27.2	432.56	459.76
J-23	0.125	35.0	424.77	459.77
J-24	0.075	36.7	423.02	459.72
J-25	0.062	40.2	419.42	459.62
J-26	0.150	46.1	413.42	459.52
J-27	0.012	48.2	411.40	459.60
J-28	0.062	30.2	429.39	459.59
J-29	0.000	35.1	424.50	459.60
J-30	0.100	35.8	423.80	459.60
J-31	0.050	37.7	421.89	459.59
J-32	0.250	41.4	418.08	459.48
J-33	0.062	32.0	427.43	459.43
J-34	0.012	33.2	426.30	459.50
J-35	0.012	32.7	426.91	459.61
J-36	0.025	29.2	430.43	459.63
J-37	0.037	38.1	421.39	459.49

FUENTE: Elaboración propia

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO DEL AGUA (CRUDA).

La fuente superficial de donde se capta el agua para el sistema la compone las aguas del río Mayo, la cual nos garantiza durante todo el año la disponibilidad del recurso hídrico, es decir el caudal de dicha fuente en épocas de estiaje ($Q_{río} = 30 \text{ lts/seg}$) mayor al requerido ($Q_{md} = 2.83 \text{ lts/seg}$).

De la calidad del agua a utilizar se ha verificado in situ del mismo punto de captación río Mayo, se han tomado muestras inalteradas.

Para el ensayo del Análisis Físico – Químico y Bacteriológico se utilizó como norma de contraste el Reglamento de la calidad del Agua para el Consumo Humano, en la que se determinó según el Ensayo que la muestra de la Referencia CUMPLE con todos los requisitos solicitados de la Norma de Contraste Utilizada.

De igual forma los resultados obtenidos en el ensayo realizado se compararon con los estándares nacionales de calidad ambiental para agua, efectuando el contraste con la categoría A-2, Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional, por tal motivo fue necesario la proyección de una planta de tratamiento para poder cumplir con los parámetros máximos admisibles según el reglamento nacional de calidad del agua.

5.2. PARÁMETROS DE DISEÑO

Para calcular los parámetros de diseño del sistema como es la población futura se realizó un censo a la población actual y se calculó la tasa de crecimiento con los datos del INEI, respectivamente para ambas localidades; para el cálculo de los caudales de diseño de los componentes se tomó una dotación de 100 lts/hab/día según la guía de saneamiento rural, los parámetros están en función del período de diseño de 20 años durante los cuales el sistema prestará con eficiencia el servicio para el cual es diseñada.

5.3. COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

5.3.1. CAPTACIÓN

La selección de la localización de este componente se tuvo en cuenta muchos aspectos uno de ellos la topografía, hidrología y la calidad de la fuente. Es preferible escoger la fuente en una ubicación estratégica, para no tener problemas durante la vida útil del sistema; como el actual que viene causando malestar a la población, que la captación existente, se encuentran contaminadas debido a la crianza de ganado que han producido la presencia de bacterias fecales en grandes cantidades, provocando enfermedades muy graves en los

pobladores de las localidades, por lo que se propone como alternativa de solución una captación (Cámara de Bombeo) por impulsión en la parte baja de la cuenca del río Mayo. Esta estructura de tipo convencional, está conformada por una Cámara de Bombeo, Electrobomba, Caseta de Estación de Bombeo, Gaviones de Protección y caja de válvulas.

5.3.2. PLANTA DE TRATAMIENTO

La planta de tratamiento tiene como función remover la turbidez del agua y reducir considerablemente el número de microorganismos (bacterias, virus y quistes). El proceso que se da es semejante a la percolación del agua a través del subsuelo debido al movimiento lento del agua. Para la selección de las unidades de tratamiento del agua cruda se tuvo en cuenta los resultados de los análisis físicos –químicos y biológicos en base a estos resultados se consideraron las unidades necesarias para potabilizar el agua cruda del río Mayo; la planta de tratamiento está conformada por un sedimentador de flujo horizontal, pre filtro y filtro lento todas estas unidades garantizan entregar a la población agua que cumpla con los requisitos exigidos en el reglamento nacional de calidad. Para el mantenimiento y la operación continua de la planta, está ubicada en una zona de fácil acceso con la finalidad de que estas estructuras no colapsen.

5.3.3. LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Para el trazo de la línea de conducción se tuvo en cuenta el aspecto topográfico, principalmente en el recorrido mínimo de la captación al reservorio Proyectado, con la idea de reducir costos, por otro lado, el trazo propuesto se realizó paralelo en algunos tramos con la línea existente, de esta manera evitar problemas con la servidumbre de paso; respecto a la vulnerabilidad, la ubicación de la línea de conducción no presenta peligros por desastres naturales. La línea está conformada por tubería de PVC – U UF de diferentes diámetros DN 110 mm, 90 mm, 63 mm y cámaras de rompe - presión por las fuertes depresiones que presenta el perfil longitudinal del terreno y para conducir el caudal máximo diario del proyecto ($Q_{md} = 2.83 \text{ lts/seg}$).

5.3.4. RESERVORIO APOYADO

Cada localidad contará con su propio reservorio de concreto armado de sección cuadrada con una capacidad de almacenamiento $V = 25.00 \text{ M}^3$, con la finalidad de suministrar el caudal máximo horario a la red de distribución, mantener presiones adecuadas en la red de distribución, tener agua de reserva en caso se interrumpa la línea de conducción. Para cumplir con los objetivos mencionados la ubicación de los reservorios están en cotas

encima de la localidad para garantizar las presiones de diseño en la zona rural actual y zonas de expansión.

5.4. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

No ha sido necesaria la selección de alternativa debido a que el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable, como sistema constituye por sí una sola alternativa que comprende una captación, planta de tratamiento (sedimentador, pre filtro, filtro lento), línea de conducción, reservorio, línea de aducción, redes de distribución y conexiones domiciliarias.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES DEL SISTEMA

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Impulsión

Bombeo

Cámara de bombeo

Estructura de forma cilíndrica, diseñado de concreto armado, con una profundidad de 12 mts. Aproximadamente ubicada al costado del cauce del río Mayo margen Izquierda, esta estructura está diseñada y ubicada de tal manera que en estiaje tenga la cantidad de agua necesaria para satisfacer la demanda que el proyecto requiera y en invierno no se inunde con una riada extraordinaria,

Caseta de Bombeo

Estructura con cimentación, columnas y vigas de concreto armado, cerramiento con albañilería de ladrillos y estructuras metálicas, techo aligerado. Se ubica en la parte superior de la cámara de bombeo en la que se encuentran las válvulas y los controles de todo el sistema de bombeo, este es el lugar de trabajo del operador de la bomba de impulsión.

Línea de impulsión

Se trata de la tubería que sale de la bomba sumergible y conduce el agua bombeada hasta el Desarenador que está ubicado en la planta de tratamiento (825 mts. de distancia vertical y 111 mts. de desnivel) esta tubería es de HD (Hierro Dúctil) de DN 63 mm, que es capaz de soportar hasta 150 mca. de presión.

Media Tensión.

Está conformada por todo el sistema de cableado, postes transformadores y accesorios, para conducir la energía eléctrica desde el punto de factibilidad que nos ha dado la EPS hasta la caseta de bombeo, energía que se necesita para realizar el trabajo de bombeo de las aguas desde la cámara de bombeo hasta la planta de tratamiento.

Desarenador

Es una estructura de concreto armado, cuya finalidad es realizar el proceso primario para la purificación del agua, separando los sedimentos de mayor diámetro que son arrastrados

por el agua en la fase de captación e impedir su ingreso a la línea de conducción. Mide 9.79 m. de largo, 1.49 m de ancho y una profundidad máxima de 1.37 m.

Sedimentador

Es una estructura de concreto armado, cuya finalidad es separar los sedimentos en suspensión e impedir su ingreso a la línea de conducción. Mide 16.09 m. de largo, 4.40 m de ancho y una profundidad máxima de 3.30 m. Cuenta además con una pantalla difusora de madera de 1" de espesor y una cámara de rebose con su respectiva válvula de limpia.

Pre Filtro

Es una estructura de concreto armado, cuya finalidad es de realizar el pre tratamiento utilizando pre filtros de grava para disminuir la carga de material en suspensión antes de la filtración en arena, consta de varias cámaras llenas de piedras de diámetro decreciente, en las cuales se retiene la materia en suspensión con diámetros hasta 10 mm

Mide 19.00 m. de largo, 7.10 m de ancho y una profundidad máxima de 3.39. Cuenta además con una pantalla difusora de madera de 1" de espesor y una cámara de rebose con su respectiva válvula de limpia.

Filtro Lento

Es una estructura de concreto armado, cuya finalidad es de realizar el tratamiento último en depuración y desinfección del agua que luego será almacenado y distribuido, este tratamiento se realiza mediante la filtración lenta en arena (FLA) que es el sistema de tratamiento de agua más antiguo del mundo. Copia el proceso de purificación que se produce en la naturaleza cuando el agua de lluvia atraviesa los estratos de la corteza terrestre y forma los acuíferos o ríos subterráneos. El filtro lento se utiliza principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero si se diseña y opera convenientemente puede ser considerado como un sistema de desinfección del agua.

Mide 11.95 m. de largo, 12.10 m de ancho y una profundidad máxima de 3.51 m. Cuenta además con una cámara de contacto para la mezcla y adhesión de los insumos de potabilización y sistemas de limpia y desagüe de cada una de las naves de filtrado.

Reservorio Apoyado 25 m3

Esta estructura permitirá almacenar el agua con la finalidad de cubrir la demanda en horas de máximo consumo. La estructura es cuadrada y tiene un largo de 4.00 m, un ancho de 4.00 m y una altura de agua de 1.60 m. Tendrá un revestimiento interior impermeabilizado tanto en paredes como en pisos y permitirá almacenar 25.00 m³ de agua. Cuenta, además,

con una caseta de válvulas y accesorios de acero bridados. Para la limpieza de la estructura cuenta con un drenaje y una cámara de limpia y rebose.

Línea de Aducción

Esta línea une el reservorio con la red de distribución, tiene una longitud de 9,134.71 m con unas tuberías cuyos diámetros varían de 1 ½” a 4” PVC clase 7.5. El diseño se hizo con los mismos criterios que la línea de conducción. El caudal de diseño es el Caudal Máximo Horario cuyo valor es igual a 10.35 l/s.

Red de Distribución

Compuesto por las tuberías emplazadas en cada localidad. Debido a la condición de poblaciones pequeñas estas tuberías se disponen como una red abierta de tuberías por lo cual se ha calculado y diseñado con la fórmula de **Hazen y Williams**. Así mismo cuenta con válvulas de purga de los posibles lodos que se alojarán en las redes y válvulas de aire para facilitar el flujo del elemento líquido.

Conexiones Domiciliarias

Se ha considerado dotar de agua en forma directa a las 481 viviendas que conforman entre las 03 localidades. Estas conexiones domiciliarias cuentan con válvulas y accesorios de PVC para el correcto funcionamiento de la misma.

CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS

El presente estudio brindará servicio de Agua Potable a las localidades de Huimba la Muyuna, Pucacaca del Río Mayo y Santa Ana del Río Mayo, satisfaciendo sus necesidades hasta el año 2,038.

Según el estudio de prospección que se realizó en la zona, se determinó que la fuente más apropiada sea el río Mayo ya que ofrece las condiciones de cantidad y calidad adecuadas; además se opta por minimizar el costo de la Línea de Conducción.

En este proyecto de Tesis, se hizo énfasis de la gran necesidad que es para la sociedad el suministro y almacenamiento de agua potable, incrementando el nivel de la calidad de vida de la población beneficiada logrando un impulso en el aspecto socioeconómico. Por lo mismo se propone realizar el diseño hidráulico de todo un sistema de agua potable, que abarca desde la fuente de abastecimiento, hasta el punto de llegada del agua a sus usuarios.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que la planta de tratamiento funcione con el caudal diseñado, por otro lado, durante el proceso constructivo de la planta de tratamiento respetar las dimensiones

hidráulicas de las unidades de tratamiento indicadas en los planos (sedimentador, pre filtro, filtro lento), así optimizar los procesos produciendo la máxima eficiencia y entregar un agua de calidad a la población.

El mantenimiento y operación del sistema debe realizarse de forma periódica para el normal funcionamiento de todos los componentes, por otro lado, debe destinarse a un personal capacitado para la operación.

La Junta administrativa servicio de saneamiento (JASS), debe realizar charlas de educación sanitarias, para promover estilos de vida saludables (hábitos, costumbres, comportamientos).

Concientizar a la población que es obligatorio el pago de un monto razonable por el servicio de suministro de agua potable para poder cubrir gastos de operación y mantenimiento del sistema, así brindar un servicio de calidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agüero, R (1997);** “Agua Potable para poblaciones rurales, sistema de abastecimiento por gravedad”. Asociación de servicios rurales (SER). Lima.
- Andía, Y (2008).** Tratamiento De Agua Coagulación Floculación.
- Arce, P J, Saavedra, V H (2011);** “Tesis Diseño del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la comunidad de Nuevo Celendín- Distrito de Zapatero. Provincia de Lamas”; Perú .
- Arrenechea, A (2009).** Aspectos Fisicoquímicos de la Calidad Del Agua.
- Cánepa, L (2005);** Asesora en Tratamiento de agua potable para consumo humano centro panamericano de ingeniería sanitaria y ciencias del ambiente; Lima.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del ambiente (2005)-** Organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural. “Especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales”. Lima
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del ambiente (2005):** Organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural. “Guía para el diseño de Desarenadores y Sedimentadores”. Lima
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencia del ambiente (2005)** Organización panamericana de la salud, unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural. “Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas”. Lima.
- Cunia, G (2010):** “Diseño y evaluación económica comparativa del sistema de agua potable en la comunidad de nuevo Arica de Cachiyacu utilizando energía solar y energía térmica en el año 2010.
- División de salud y ambiente, organización panamericana de la salud (2005),** unidad de apoyo técnico para el saneamiento básico del área rural. Plantas de tratamiento de filtros lentos. Lima
- García, E (2009);** “Manual de proyectos de agua potable en poblaciones rurales”, Lima;
- GFPIE (2011);** “Guía Simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos Saneamiento Básico en el Ámbito Rural, a Nivel de Perfil”. Lima; 2011.

Grandéz, P (1994); “Tesis Proyecto de Abastecimiento de agua Potable en la Localidad de Consuelo – Provincia de Bellavista”. Perú

López, R (2009); “Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para las comunidades Santa Fe y Capachal, Píritu, estado Anzoátegui; Puerto La cruz.

Magne, F M (2008); “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería Sanitaria”, Bolivia 2008.

Maldonado, V (2005). Filtración.

Pacheco, H y Álvarez, R (2008); “Cámaras Rompe Presión en PVC para red de Distribución en Sistemas de Abastecimiento de agua Rural”, informe de ingeniería; Perú.

PNSR (2013); “guía para la elaboración de proyectos de agua potable y saneamiento del programa de agua potable y saneamiento para la amazonia rural”.

PNSR (2004); “Parámetros de Diseño de Infraestructura de Agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales..

REGLAMENTO DE LA CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO (2011); J.B. GRAFIC E.I.R.L; 1era. Edición; Perú 2011.

Reyna, C N (2003); “tesis abastecimiento de agua potable del distrito de barranquita”; Perú.

Vierendel; “Abastecimiento de agua y alcantarillado”.

ANEXOS

